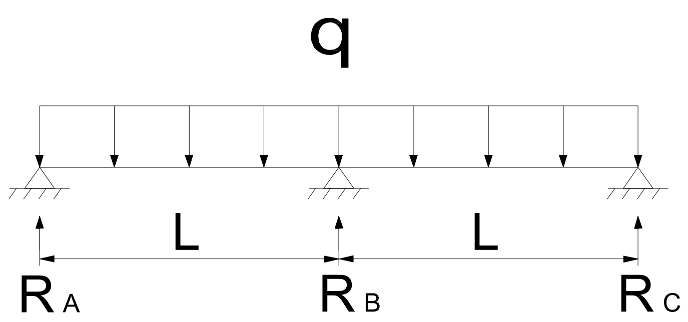
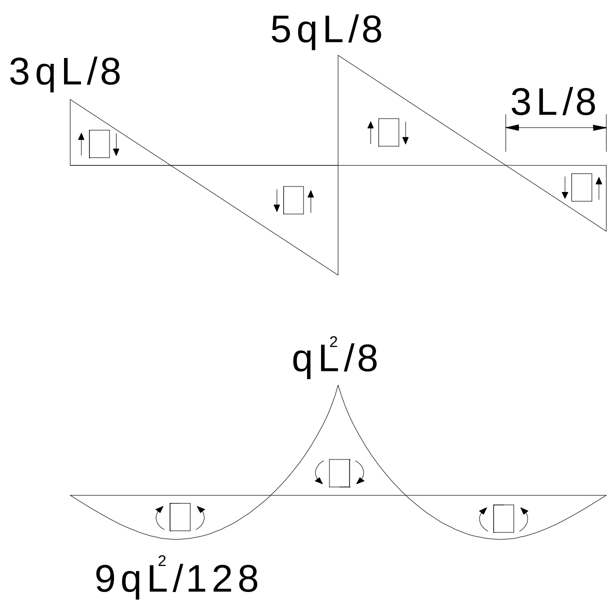
1- CÁLCULO DE CORREAS DE CUBIERTA. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO.

Consideraremos las correas como vigas de tres apoyos, cuya separación coincidirá con la distancia entre pórticos.
Cargamos la correa con una carga distribuída (q) que será la debida al viento, nieve y sobrecarga de uso.
Una vez calculados los diagramas de esfuerzos, combinaremos los efectos debidos a las cargas de las diferentes acciones para así obtener la combinación más desfavorable y dimensionar el perfil.

Esquema de la correa:



Diagramas de esfuerzos:



Sección más desfavorable:

Sección central → $M = qL^2/8$ $V = 5qL/8$

Calculamos los efectos que producen las diferentes acciones sobre la sección central de la correa. Para ello, obtendremos la carga lineal q, multiplicando la carga superficial calculada para cada una de las acciones por la separación entre correas (1,65 metros). Una vez obtenida la carga lineal, calcularemos el momento y el cortante sustituyendo los valores en las expresiones anteriores.
Para el viento V2 se adoptará como valor de la carga superficial una media ponderada de los valores de las cargas de viento de las zonas F y H, ya que el error es mínimo y simplifica el cálculo.
Despreciamos el peso propio de la correa, y si el cálculo es muy ajustado, recalcularemos el perfil teniéndolo en cuenta.

	q_{sup}(KN/m^2)	q (KN/m)	M (KNm)	V (KN)
Peso chapa	0,07	0,12	0,375	0,375
Nieve	0,6	1	3,125	3,125
Viento V1a	-0,8	-1,32	-4,125	-4,125
Viento V1b	0,157	0,26	0,82	0,82
Viento V2	-0,605	-1	-3,125	-3,125
S uso	0,4	0,66	2,07	2,07

La situación más desfavorable la encontramos cuando combinamos carga permanente, nieve (dominante) y viento V1b.
Buscaremos la combinación que nos de el momento máximo y seguidamente calcularemos el cortante que se obtiene con esa combinación.
Realizamos la combinación de acciones atendiendo a la capacidad portante y en situación persistente o transitoria (punto 4.2.2). Los valores de los coeficientes ɣ y ψ los obtenemos de las tablas 4.1 y 4.2 respectivamente.
Los valores que se obtienen son los siguientes:

$M_{Ed} = 1{,}35 \times 0{,}375 + 1{,}5 \times 3{,}125 + 1{,}5 \times 0{,}6 \times 0{,}82 = 5{,}94$ KNm

$V_{Ed} = 1{,}35 \times 0{,}94 + 1{,}5 \times 2{,}82 + 1{,}5 \times 0{,}6 \times 0{,}94 = 5{,}94$ KN

Una vez obtenidos el momento y el cortante mayorados podemos dimensionar el perfil.
Realizaremos un cálculo elástico.

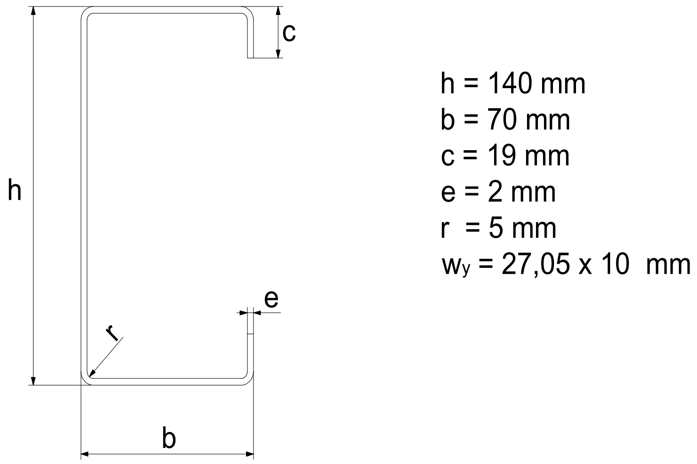
Hacemos un primer predimensionamiento sin tener en cuenta el cortante:

$$M_{Ed} < M_{el,Rd,y} \rightarrow M_{Ed} < w_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{despejamos } w_y \rightarrow$$

$$\rightarrow w_y > M_{Ed} \frac{\gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow \text{dando valores a los términos} \rightarrow$$

$$\rightarrow w_y > 5{,}94 \times 10^6 \times \frac{1}{2} \rightarrow w_y > 22{,}68 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Seleccionamos un perfil que cumpla esta condición:



Una vez seleccionado el perfil, comprobamos si realmente se puede despreciar el esfuerzo cortante:

$$V_{pl,Rd} = A_V \frac{(f_y / \gamma_{M0})}{\sqrt{3}}$$

Suponemos que el alma es la que soporta el cortante y simplificamos la expresión de A_V

$$A_V = (h + 2c)\ e$$

$$A_V = (140 + 2x19) \times 2,5 = 445 \text{ mm}^2$$

Ya podemos calcular $V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,Rd} = 445 \times \frac{(2\ \ /}{\sqrt{3}} = 64842 \text{ N} = 64,85 \text{ KN}$$

$V_{Ed} < 0,5V_{pl,Rd}$ → Podemos despreciar el cortante

Por tanto, la comprobación realizada anteriormente es válida.
Calculamos el coeficiente de aprovechamiento de la correa:

$$\alpha = \frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd,y}}$$ → calculamos $M_{el,Rd,y}$ con el w_y del perfil seleccionado

$$M_{el,Rd,y} = w_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27,05 \times 10^3 \times \frac{2}{1,05} = 7,085 \text{ KNm}$$

$$\alpha = \frac{5}{7,085} = 0,839$$

Como el coeficiente de aprovechamiento se acerca a 1, volvemos a calcular el perfil sin despreciar el peso propio, que es de 0,055 KN/m.
Por tanto, el momento y el cortante que crea en la correa es de:

$$M = \frac{0.055 \times 5^2}{8} = 0,172 \text{ KNm}$$

$$V = \frac{5 \times 0.055 \times 5}{8} = 0,172 \text{ KN}$$

Combinación de acciones:

M_{Ed}= 1,35x(0,375+0,172) + 1,5x3,125 + 1,5x0,6x0,82= 6,17 KNm

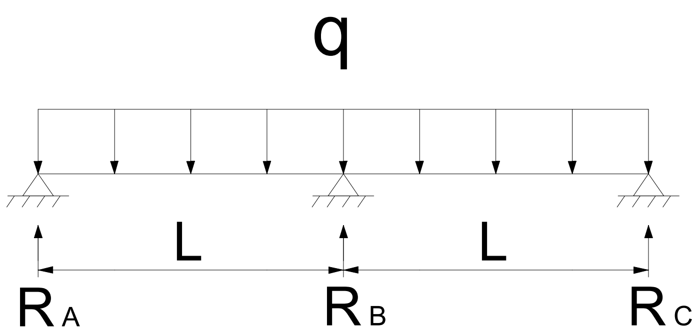
V_{Ed} = 1,35x(0,375+0,172) + 1,5x3,125 + 1,5x0,6x0,82= 6,17 KN

$\alpha = \frac{6}{7,085} = 0,871$ Cumple

El perfil es válido.

2- CÁLCULO DE CORREAS DE FACHADA. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO.

Consideraremos las correas como vigas de tres apoyos, cuya separación coincidirá con la distancia entre pilares.
Se calculará la correa con la hipótesis de viento lateral (V1), ya que es la más desfavorable para la misma.
La carga distribuida sobre la correa más desfavorable será variable, a consecuencia de las diferentes zonas de actuación del viento sobre la fachada. Para el cálculo, tomaremos como carga distribuida la media ponderada de las diferentes cargas distribuidas que actúan sobre la correa. El error es mínimo y simplifica el cálculo.
De esta manera, el esquema de la correa queda de la siguiente forma:



Siendo q = 1,15 KN, que resulta de la media ponderada de las cargas de viento de las zonas A y B.
Por tanto el momento máximo sobre la correa es de 3,6 KNm.
A este momento sobre el eje fuerte, hay que añadirle otro sobre el eje débil debido al peso propio (0,055 KN/m) de valor 0,172 KNm.
No se considera el peso de la chapa de la fachada, debido a que ésta se apoya sobre el muro y no produce acciones significativas sobre las correas.
La comprobación a realizar será la siguiente:

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{el,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{el,Rd,z}} < 1$$

Seleccionamos el mismo perfil que hemos usado para las correas de cubierta, por tanto:

$$M_{el,Rd,y} = w_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27,05 \times 10^3 \times \frac{2}{1,05} = 7,085 \text{ KNm}$$

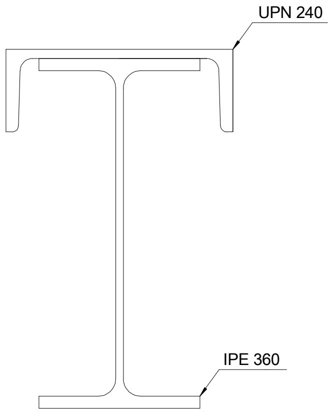
$$M_{el,Rd,z} = w_z \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 8,63 \times 10^3 \times \frac{2}{1,05} = 2,26 \text{ KNm}$$

$$\frac{1}{7,085} + \frac{1}{2,26} = 0,762 + 0,103 = 0,865 \qquad \text{Cumple}$$

No obstante, en caso de ser necesario, se colocarán tirantillas en los puntos medios entre apoyos con el objetivo de reducir los momentos flectores sobre las correas, tanto de fachada como de cubierta.

3- CÁLCULO DE LA VIGA CARRIL.

Se considerará la viga carril como una viga con tres apoyos separados entre si 5 metros (distancia entre pórticos).
Supondremos la siguiente sección de la viga y comprobaremos si cumple la comprobación:



Aceptamos que la sección de la viga es de clase 3.

Debido al perfil colocado en la cabeza de la viga, el centro de gravedad Z_G se desplaza, quedando este a una distancia de 241 mm respecto de la parte inferior de la sección, lo que supone que existan dos módulos resistentes.

- <u>VALORES DE SECCIÓN:</u>

$$A = A_{IPE} + A_{UPN} = 7270 + 4230 = 11500 \text{ mm}^2$$

$$I_y = \left(\frac{1}{1}170x12{,}7^3+170x12{,}7x234{,}65^2\right)+\left(\frac{1}{1}8x334{,}6^3+8x334{,}6x61^2\right)+$$
$$+\left(\frac{1}{1}170x12{,}7^3+170x12{,}7x112{,}65^2\right)+$$
$$+\left(\frac{1}{1}240x9{,}5^3+240x9{,}5x123{,}75^2\right)+2\left(\frac{1}{1}13x75{,}5^3+13x75{,}5x81{,}25^2\right)$$

$$I_y = 230{,}1x10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z = I_{z\ ALA\ IPE} + I_{y\ UPN} = 5{,}2x10^6 + 36x10^6 = 41{,}2x10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{z\ ALA\ IPE} = \frac{1}{1} t_f\, b^3 = \frac{1}{1}12{,}7x170^3 = 5{,}2x10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{y\,superior} = \frac{I_y}{Z_{min}} = \frac{230,2 \times 10^6}{128,5} = 1790,6 \times 10^3 \ mm^3$$

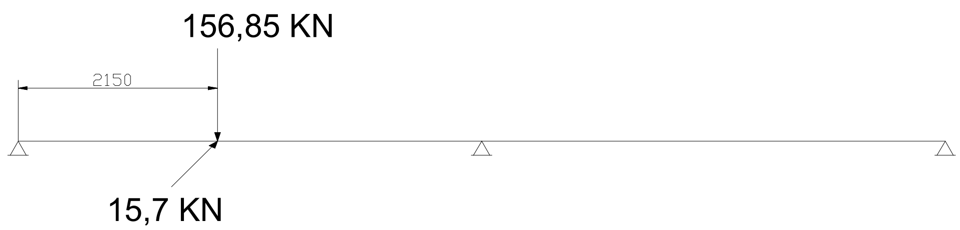
$$W_{y\,inferior} = \frac{I_y}{Z_{max}} = \frac{230,2 \times 10^6}{241,1} = 954,7 \times 10^3 \ mm^3$$

$$W_z = \frac{I_Z}{y_{max}} = \frac{41,2 \times 10^6}{120} = 343,3 \times 10^3 \ mm^3$$

- RESISTENCIA:

Estudiando la línea de influencia, encontramos la situación más desfavorable cuando el puente grúa frena transversalmente a la viga y la carga se encuentra a 2,15 metros del apoyo del extremo. En este supuesto, sólo una de las ruedas del puente grúa está en contacto con la viga, ya que hay una separación de 4 metros entre las ruedas.

Suponemos que la frenada longitudinal es aproximadamente 1/7 de la carga por rueda generada por el puente grúa (dada por el fabricante), mientras que la frenada transversal es aproximadamente 1/10. En nuestro caso:



Combinación desfavorable:

$N_{Ed} = 0$

$V_{z,Ed} = 113,9KN$

$M_{y,Ed} = 247,6$ KNm

$V_{y,Ed} = 11,5$ KN

$M_{z,Ed} = 24,8$ KNm

Capacidades de sección:

$$V_{Pl,Rd,z} = A_{V,z}\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sqrt{3}} = 3511x\frac{2\quad /1}{\sqrt{3}} = 530,9 \text{ KN} >> 2V_{Ed,z}$$

$A_{V,z} = A_{V\ IPE} = 3511\ mm^2$

$$V_{Pl,Rd,z} = A_{V,z}\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sqrt{3}} = 3511x\frac{2\quad /1}{\sqrt{3}} = 530,9 \text{ KN} >> 2V_{Ed,z}$$

$A_{V,z} = A_{V\ IPE} = 3511\ mm^2$

$$M_{y,Rd,superior} = W_{y,superior}\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1790,6x10^3x\frac{2}{1,05} = 468,9 \text{ KNm}$$

$$M_{y,Rd,inferior} = W_{y,inferior}\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 954,7x10^3x\frac{2}{1,05} = 250 \text{ KNm}$$

$$M_{z,Rd} = W_z\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 343,3x10^3x\frac{2}{1,05} = 89,9 \text{ KNm}$$

Suponemos que las cargas debidas a las frenadas del puente grúa son soportadas únicamente por la cabeza, lo que nos obliga a realizar dos comprobaciones de resistencia, una para la fibra inferior y otra para la fibra superior.

Comprobación:

- Fibra inferior (únicamente M_y)

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{2}{2} = 0,99 \quad \text{Cumple}$$

- Fibra inferior (M_y y M_z)

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Z,Ed}}{M_{Z,Rd}} = \frac{2}{468,9} + \frac{2}{89,9} = 0,528 + 0,276 = 0,804 \quad \text{Cumple}$$

- ESTABILIDAD (PANDEO LATERAL):

Se realizará únicamente la comprobación de pandeo lateral ya que la viga no está sometida a esfuerzo axil.
Se comprobará el pandeo de la cabeza ya que es la parte comprimida de la viga.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_{y,superior}\, f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1790 \times 10^3 \times 275}{2000 \times 10^6}} = 0{,}496 \rightarrow \text{Curva C} \rightarrow \chi_{LT} = 0{,}843$$

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{873{,}4^2 + 1799{,}5^2} = 2000{,}2 \text{ KNm}$$

$$M_{LTv} = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{E\, G\, I_z\, I_T} = 1{,}88 \frac{\pi}{5 \times 10^3} \sqrt{(2{,}1 \times 10^5 \times 8 \times 10^4 \times 41{,}2 \times 10^6 \times 0{,}79 \times 10^6}$$

M_{LTv} = 873,4 KNm

C_1 = 1,88

L_c = 5 m

$I_z = 41{,}2 \times 10^6$ mm^4

$$I_T = \frac{170 \times 22{,}2^3 + 170 \times 12{,}7^3 + 334{,}6 \times 8^3}{3} = 0{,}79 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$E = 2{,}1 \times 10^5$ N/mm^2

$G = 8 \times 10^4$ N/mm^2

$$M_{LTw} = W_{y,superior} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1\, i_{f,z}^2 = 1790{,}6 \times 10^3 \times \frac{\pi^2 \times 2{,}1 \times 10^5}{(5 \times 10^3)^2} \times 1{,}88 \times 80{,}3^2$$

M_{LTw} = 1799,5 KNm

$W_{y,superior} = 1790{,}6 \times 10^3$ mm^4

C_1 = 1,88

L_c = 5 m

$E = 2{,}1\text{x}10^{5}\ \text{N/mm}^2$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_Z}{A_{cabeza}}} = \sqrt{\frac{41{,}2\text{x}10^{6}}{6389}} = 80{,}3\ \text{mm}$$

$A_{cabeza} = A_{UPN} + A_{ALA\ IPE} = 4230 + 170\text{x}12{,}7 = 6389\ \text{mm}^2$

Comprobación:

$$1\text{-}\ k_y \frac{c_{m,y}\,M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\,w_y\,f_{yd}} + \alpha_z k_z \frac{c_{m,z}\,M_{z,Ed}}{w_z\,f_{yd}} = \frac{0{,}9\text{x}247{,}6\text{x}10^{6}}{0{,}843\text{x}1790\text{x}10^{3}\text{x}(275/1{,}05)} + \frac{0{,}9\text{x}24{,}8\text{x}10^{6}}{343{,}3\text{x}10^{3}\text{x}(275/1{,}05)} = 0{,}564 + 0{,}248 = 0{,}812 \quad \text{Cumple}$$

$$k_y = 1 + 0{,}6\,\bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{c,Rd}} \rightarrow N_{Ed} = 0 \rightarrow k_y = 1$$

$$k_z = 1 + 0{,}6\,\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{c,Rd}} \rightarrow N_{Ed} = 0 \rightarrow k_z = 1$$

$c_{m,y} = c_{m,z} = 0{,}9$

$\alpha_z = 1$

$$2\text{-}\ k_{y,LT} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\,w_y\,f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z}\,M_{z,Ed}}{w_z\,f_{yd}} = \frac{247{,}6\text{x}10^{6}}{0{,}843\text{x}1790\text{x}10^{3}\text{x}(275/1{,}05)} + \frac{0{,}9\text{x}24{,}8\text{x}10^{6}}{343{,}3\text{x}10^{3}\text{x}(275/1{,}05)} = 0{,}625 + 0{,}248 = 0{,}873 \quad \text{Cumple}$$

$$k_{y,LT} = 1 - \frac{0{,}05\,\bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0{,}25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{c,Rd}} \rightarrow N_{Ed} = 0 \rightarrow k_{y,LT} = 1$$

$$k_z = 1 + 0{,}6\,\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{c,Rd}} \rightarrow N_{Ed} = 0 \rightarrow k_z = 1$$

$c_{m,z} = 0{,}9$

- ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE:

$\frac{d}{t_w} = \frac{299}{8} = 37,375 < 70\varepsilon \rightarrow$ No es necesaria la comprobación.

No obstante se colocarán rigidizadores en los apoyos.

- CARGAS CONCENTRADAS:

$$F_{b,Rd} = \chi_F (l_y\, t_w)\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,941(249,07x8)\frac{275}{1,05} = 491,07 \text{ KN}$$

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} = \frac{0,5}{0,531} = 0,941$$

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{l_y\, t_w\, f_y}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{249,07x8x275}{1944,1x1000}} = 0,531$$

$$F_{cr} = 0,9 k_f\, E\frac{t_w^3}{d} = 0,9x6,007x2,1x10^5x\frac{8^3}{299} = 1944,1 \text{ KN}$$

$$k_f = 6+2\left(\frac{d}{a}\right)^2 = 6+2\left(\frac{299}{5000}\right)^2 = 6,007$$

$$l_y = S_s + 2t_f(1+\sqrt{m_1+m_2}) = 2x22,2(1+\sqrt{21,25}) = 249,07 \text{ mm}$$

$S_s = 0$

$$m_1 = \frac{f_{yf}\, b_f}{f_{yw}\, t_w} = \frac{2}{2} = 21,25$$

$m_2 = 0 \rightarrow$ Suponemos $m_2 = 0$

$F_{b,Rd} > 1,5\, F_{Ed} \rightarrow 491,07 > 1,5x156,85$ Cumple

No es necesario rigidizar la viga, no obstante, colocaremos rigidizadores en los apoyos como ya hemos dicho antes.

4- COMPROBACIÓN DE LOS PILARES COMPUESTOS.

En este apartado se comprobará tanto la resistencia como la estabilidad de los dos tipos de pilares compuestos existentes en la estructura. Las comprobaciones se realizarán atendiendo a las combinaciones de esfuerzos más desfavorables para cada uno de los tramos de los pilares.
Para el cálculo del coeficiente de pandeo β, supondremos el pilar solicitado a dos cargas puntuales (P_1 y P_2), la primera al inicio del pilar y la segunda en el cambio de sección (despreciaremos la excentricidad de las cargas), cuyos valores corresponderán a los dados por el diagrama de esfuerzo axil del propio pilar en su combinación más desfavorable.
Aceptamos que las secciones de los diferentes tramos del pilar son de clase 3.

- PILAR 1:

- VALORES DE SECCIÓN:

- Tramo 1:

$I_y = 2\ I_{y,cordón} = 2 \times 36x10^6 = 72x10^6\ mm^4$

$I_z = I_{ef} = 0,5 \times s^2 \times A_1 = 0,5 \times 455,4^2 \times 4230 = 438x10^6\ mm^4$

- Tramo 2:

$I_y = 2\ I_{y,cordón} = 2 \times 36x10^6 = 72x10^6\ mm^4$

$I_z = I_{ef} = 0,5 \times s^2 \times A_1 = 0,5 \times 855,4^2 \times 4230 = 1547x10^6\ mm^4$

- RESISTENCIA:

- Tramo 1:

Combinación desfavorable:

N_{Ed} = -69,9KN

V_{Ed} = 74,7 KN

$M_{z,Ed}$ = 162,8 KNm

Capacidades de la sección:

$$V_{Pl,Rd} = A_V \frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sqrt{3}} = 2x2313x\frac{2\quad /1}{\sqrt{3}} = 699{,}5 \text{ KN} >> 2V_{Ed}$$

$$N_{c,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2x4230x\frac{2}{1{,}05} = 2215{,}7 \text{ KN}$$

$$M_{z,Rd} = W_z\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1752x10^3x\frac{2}{1{,}05} = 458{,}8 \text{ KNm}$$

$$W_z = \frac{I_Z}{y_{Max}} = \frac{438x10^6}{2} = 1752x10^3 \text{ mm}^3$$

Comprobación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{C,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Z,Rd}} = \frac{6}{2215{,}7} + \frac{1}{458{,}8} = 0{,}032 + 0{,}355 = 0{,}387 \quad \text{Cumple}$$

- Tramo 2:

Combinación desfavorable:

N_{Ed} = -337,8 KN

V_{Ed} = 112,5 KN

$M_{z,Ed}$ = 607,2 KNm

Capacidades de la sección:

$$V_{Pl,Rd} = A_V \frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sqrt{3}} = 2x2313x\frac{2\quad /1}{\sqrt{3}} = 699{,}5 \text{ KN} >> 2V_{Ed}$$

$$N_{c,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2x4230x\frac{2}{1{,}05} = 2215{,}7 \text{ KN}$$

$$M_{z,Rd} = W_z\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3437x10^3x\frac{2}{1{,}05} = 900{,}17 \text{ KNm}$$

$$W_z = \frac{I_Z}{y_{Max}} = \frac{1547x10^6}{4} = 3437x10^3 \text{ mm}^3$$

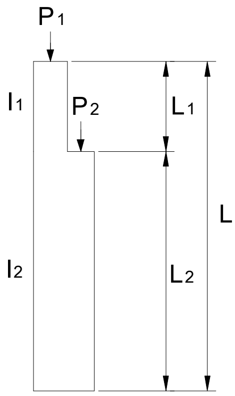
Comprobación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{CR,d}} + \frac{M_{Ed}}{M_{ZR,d}} = \frac{3}{2215,7} + \frac{6}{900,17} = 0,153 + 0,675 = 0,828 \quad \text{Cumple}$$

- ESTABILIDAD:

Cálculo del coeficiente de pandeo β para los tramos 1 y 2 en el plano x-y.

Esquema del pilar:



Donde:

P_1 = 65,4 KN P_2 = 272,4 KN

$I_1 = 438x10^6$ mm^4 $I_2 = 1547x10$ mm^4

L_1 = 2000 mm L_2 = 6000 mm

Cálculo de los coeficientes φ, ε, γ:

$$\phi = \frac{P_1}{P_1 + P_2} = \frac{6}{65,4 + 272,4} = 0,194$$

$$\varepsilon = \frac{L_2}{L} = \frac{6}{8} = 0,75$$

$$\gamma = \frac{I_1}{I_2} = \frac{438 \times 10^6}{1[illegible] \times 10^6} = 0{,}283$$

Entramos en tablas para el cálculo del coeficiente β en pilares con cambio de inercia y con posibilidad de desplazamiento en la cabeza (situación desfavorable) y obtenemos un valor para el tramo 2 de:

$$\beta_2 = 2{,}14$$

El valor de β para el tramo 1 viene dado por la siguiente relación:

$$\beta_1 = \left(\frac{\varepsilon}{1-\varepsilon}\right)\sqrt{\frac{\gamma}{\phi}}\,\beta_2 = \left(\frac{0{,}75}{1-0{,}75}\right)\sqrt{\frac{0{,}283}{0{,}194}}\,2{,}14 = 7{,}75$$

Será suficiente con tomar $\beta_1 = 5$

Una vez calculados los coeficientes de pandeo para cada uno de los tramos, comprobamos la estabilidad.

- Plano x-z (eje débil). Comportamiento como perfil simple.

-Tramo 1:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{72 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 92{,}25 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_P}{i_y} = \frac{2000}{92{,}25} = 21{,}68$$

$$L_P = \beta \times L = 1 \times 2000 = 2000 \text{ mm}$$

$$\beta = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{21{,}68}{86{,}8} = 0{,}25 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_y = 0{,}969$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{438 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 227{,}54 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{L_P}{i_z} = \frac{1}{227,54} = 43,95$$

$$L_P = \beta \times L = 5 \times 2000 = 10000 \text{ mm}$$

$$\beta = 5$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{4}{86,7} = 0,507 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_z = 0,832$$

Comprobación:

1- $$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + \alpha_z k_z \frac{c_{m,z} M_{z,Ed}}{w_z f_{yd}} < 1$$

$$\alpha_z = 1$$

$$k_z = 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}} = 1 + 0,6 \times 0,507 \frac{6}{0,832 \times 2215,7} =$$

$$= 1,012$$

$$N_{C,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2 \times 4230 \times \frac{2}{1,05} = 2215,7 \text{ KN}$$

$$c_{m,z} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \times 0,106 = 0,642$$

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{1}{162,8} = 0,106$$

$$\frac{6}{0,969 \times 2 \times 4230 \times 275/1,05} + 1,012 \frac{0,642 \times 162,8 \times 10^6}{1,752 \times 10^3 \times 275/1,05} =$$

$$= 0,033 + 0,231 = 0,264 \quad \text{Cumple}$$

2- $$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z} M_{z,Ed}}{w_z f_{yd}} < 1$$

$$\frac{6}{0,832 \times 2 \times 4230 \times 275/1,05} + 1,012 \frac{0,642 \times 162,8 \times 10^6}{1,752 \times 10^3 \times 275/1,05} =$$

$$= 0,038 + 0,231 = 0,269 \quad \text{Cumple}$$

-Tramo 2:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{72 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 92{,}25 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_P}{i_y} = \frac{6000}{92{,}25} = 65{,}04$$

$L_P = \beta \times L = 1 \times 6000 = 6000$ mm

$\beta = 0{,}7$ aunque comprobaremos con $\beta = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{65{,}04}{86{,}7} = 0{,}75 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_y = 0{,}687$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1547 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 427{,}62 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{L_P}{i_z} = \frac{12840}{427{,}62} = 30{,}03$$

$L_P = \beta \times L = 2{,}14 \times 6000 = 12840$ mm

$\beta = 2{,}14$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{30{,}03}{86{,}7} = 0{,}346 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_z = 0{,}918$$

Comprobación:

$$1\text{-}\ \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + \alpha_z k_z \frac{c_{mz} M_{zEd}}{W_z f_{yd}} < 1$$

$\alpha_z = 1$

$$k_z = 1 + 0{,}6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{c,Rd}} = 1+0{,}6 \times 0{,}346 \frac{3\ldots,7}{0{,}918 \times 2215\ldots} =$$

$= 1{,}035$

$$N_{C,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2x4230x\frac{2}{1,05} = 2215,7\ KN$$

$$c_{m,z} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4x(-0,087) = 0,565$$

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-5}{607,2} = -0,087$$

$$\frac{3}{0,687x2x4230x275/1,05} + 1,035\frac{0,565x607,2x10^6}{3,437x10^3x275/1,05} =$$

$$= 0,222 + 0,394 = 0,616 \quad \text{Cumple}$$

2- $\frac{N_{Ed}}{\chi_z A\, f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z}\, M_{z,Ed}}{w_z\, f_{yd}} < 1$

$$\frac{3}{0,918x2x4230x275/1,05} + 1,035\frac{0,565x607,2x10^6}{3,437x10^3x275/1,05} =$$

$$= 0,166 + 0,394 = 0,56 \quad \text{Cumple}$$

- Plano x-y (eje fuerte). Comportamiento como perfil compuesto.

Cálculo de M_S:

- Tramo 1:

$$M_S = N_{Ed}\frac{L}{5}\eta = 69,9\frac{2}{5}1,015 = 0,28\ KNm$$

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}-\frac{N_{Ed}}{S_V}} = \frac{1}{1-\frac{69,9}{9078,1}-\frac{69,9}{94550,6}} = 1,015$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E\, I_Z}{L_P^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 x 2,1x10^5 x 438x10^6}{(2000x5)^2} = 9078,1\ KN$$

$$S_V = \frac{1}{2}\frac{n E A_D L_1 S^2}{d^3}$$

$$S_V = \frac{2 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 480 \times 7000 \times 4 \times 55{,}4^2}{2 \times 536{,}9^3} = 94550{,}6 \text{ KN}$$

$$N_{1,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_S + M_{ext}}{S}$$

$$\text{Tramo central} \rightarrow N_{1,Ed} = \frac{6}{2} + \frac{0 + 8}{0{,}4} = 231{,}2 \text{ KN}$$

$$\text{Tramo superior} \rightarrow N_{1,Ed} = \frac{6}{2} + \frac{1}{0{,}554} = 392{,}3 \text{ KN}$$

- Tramo 2:

$$M_S = N_{Ed}\frac{L}{500}\eta = 337{,}8\frac{6}{500}1{,}021 = 4{,}14 \text{ KNm}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_V}} = \frac{1}{1 - \frac{337{,}8}{19448{,}2} - \frac{337{,}8}{102741}} = 1{,}021$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_Z}{L_P^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 1547 \times 10^6}{(6000 \times 2{,}14)^2} = 19448{,}2 \text{ KN}$$

$$S_V = \frac{1}{2}\frac{n E A_D L_1 S^2}{d^3}$$

$$S_V = \frac{2 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 528 \times 5400 \times 85{,}5^2}{2 \times 29^3} = 102741 \text{ KN}$$

$$N_{1,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_S + M_{ext}}{S}$$

$$\text{Tramo central} \rightarrow N_{1,Ed} = \frac{3}{2} + \frac{4 + 2}{0{,}8554} = 493{,}6 \text{ KN}$$

Tramo inferior → $N_{1,Ed} = \frac{3}{2} + \frac{6}{0,8554} = 878,7$ KN

Comprobación del tramo más cargado:

- Tramo 1:

$$\lambda_z = \frac{L_P}{i_{1,z}} = \frac{7}{24,2} = 28,93$$

$L_P = L_1 / 2 = 700$ mm

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{2}{86,7} = 0,334 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_z = 0,929$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z A_1 \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,929 \times 4230 \frac{2}{1,05} = 1029,2 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{1,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{3}{1029,2} = 0,381 \quad \text{Cumple}$$

- Tramo 2:

$$\lambda_z = \frac{L_P}{i_{1,z}} = \frac{1}{24,2} = 41,32$$

$L_P = L_1 / 2 = 1000$ mm

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{4}{86,7} = 0,477 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_z = 0,854$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z A_1 \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,854 \times 4230 \frac{2}{1,05} = 946,1 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{1,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{8}{946,1} = 0,929 \quad \text{Cumple}$$

Comprobación de los enlaces:

- Tramo 1:

$$N_d = \frac{V_d}{n\,S} = \frac{(V_{Ed,max} + V_S)\,d}{n\,S} = \frac{8\ \ 5}{2 \times 455,4} = 52,5\ KN$$

$$V_S = M_S \frac{\pi}{L} \rightarrow M_S \rightarrow V_S = 0$$

$$\lambda = \frac{L_P}{i_{min}} = \frac{5}{9,7} = 55,35$$

$$L_P = d = 536,9\ mm$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{5}{86,7} = 0,638 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi = 0,761$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_1 \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,761 \times 480 \frac{2}{1,05} = 95,6\ KN$$

$$\frac{N_d}{N_{b,Rd}} = \frac{5}{95,6} = 0,549 \quad \text{Cumple}$$

- Tramo 2:

$$N_d = \frac{V_d}{n\,S} = \frac{(V_{Ed,max} + V_S)\,d}{n\,S} = \frac{(1\ \ + 2}{2 \times 855,4} = 64\ KN$$

$$V_S = M_S \frac{\pi}{L} \rightarrow M_S = 4,13 \frac{\pi}{6} \rightarrow V_S = 2,2\ KN$$

$$\lambda = \frac{L_P}{i_{min}} = \frac{9}{11,7} = 81,6$$

$$L_P = d = 954,8\ mm$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{8}{86} = 0{,}941 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi = 0{,}563$$

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0{,}563 \times 582 \frac{2}{1{,}05} = 85{,}8 \text{ KN}$$

$$\frac{N_d}{N_{b,Rd}} = \frac{6}{85{,}8} = 0{,}746 \quad \text{Cumple}$$

- Pilar 2:

- VALORES DE SECCIÓN:

- Tramo 1:

$I_y = 2\ I_{y,cordón} = 2 \times 36x10^6 = 72x10^6\ mm^4$

$$I_z = 2((\frac{1}{1} t_f\ b^3) + (\frac{1}{1}(h\text{-}2t_f)t_w^3 + (h\text{-}2t_f)t_w(\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2})^2)) =$$

$$= 2((\frac{1}{1} 13x170^3) + (\frac{1}{1}(240\text{-}2x13)\ 9{,}5^3 +$$

$$+ (240\text{-}2x13)\ 9{,}5\ (\frac{1}{2} - \frac{9}{2})^2))$$

$I_z = 36{,}86x10^6\ mm^4$

- Tramo 2:

$I_y = 2\ I_{y,cordón} = 2 \times 36x10^6 = 72x10^6\ mm^4$

$I_z = I_{ef} = 0{,}5 \times s^2 \times A_1 = 0{,}5 \times 855{,}4^2 \times 4230 = 1547x10^6\ mm^4$

- RESISTENCIA:

- Tramo 1:

Combinación desfavorable:

$N_{Ed} = -132{,}3\ KN$

$V_{Ed} = 19{,}5\ KN$

$M_{z,Ed} = 43{,}2\ KNm$

Capacidades de la sección:

$$V_{Pl,Rd} = A_V \frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sqrt{3}} = 2x2313x \frac{2\ \ /1}{\sqrt{3}} = 699{,}5\ KN >> 2V_{Ed}$$

$$N_{c,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2x4230x\frac{2}{1,05} = 2215,7\ KN$$

$$M_{z,Rd} = W_z\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 433,6x10^3x\frac{2}{1,05} = 113,5\ KNm$$

$$W_z = \frac{I_Z}{y_{Max}} = \frac{36,86x10^6}{8} = 433,6x10^3\ mm^3$$

Comprobación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{C,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Z,Rd}} = \frac{1}{2215,7} + \frac{4}{113,5} = 0,06 + 0,381 = 0,441 \quad \text{Cumple}$$

- Tramo 2:

Combinación desfavorable:

N_{Ed} = -846 KN

V_{Ed} = 68,5 KN

$M_{z,Ed}$ = 388,7 KNm

Capacidades de la sección:

$$V_{Pl,Rd} = A_V\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sqrt{3}} = 2x2313x\frac{2\ \ /1}{\sqrt{3}} = 699,5\ KN >> 2V_{Ed}$$

$$N_{c,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2x4230x\frac{2}{1,05} = 2215,7\ KN$$

$$M_{z,Rd} = W_z\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3437x10^3x\frac{2}{1,05} = 900,17\ KNm$$

$$W_z = \frac{I_Z}{y_{Max}} = \frac{1547x10^6}{4} = 3437x10^3\ mm^3$$

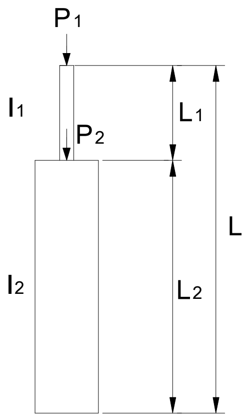
Comprobación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cR,d}} + \frac{M_{Ed}}{M_{zR,d}} = \frac{8}{2215,7} + \frac{3}{900,17} = 0,382 + 0,432 = 0,814 \quad \text{Cumple}$$

- ESTABILIDAD:

Cálculo del coeficiente de pandeo β para los tramos 1 y 2 en el plano x-y

Esquema del pilar:



Donde:

$P_1 = 80,9$ KN $\qquad P_2 = 765,1$ KN

$I_1 = 36,86x10^6$ mm^4 $\qquad I_2 = 1547x10$ mm^4

$L_1 = 2000$ mm $\qquad L_2 = 6000$ mm

Cálculo de los coeficientes φ, ε, γ:

$$\phi = \frac{P_1}{P_1 + P_2} = \frac{8}{80,9 + 765,1} = 0,096$$

$$\varepsilon = \frac{L_2}{L} = \frac{6}{8} = 0,75$$

$$\gamma = \frac{I_1}{I_2} = \frac{36,86x10^6}{1547x10^6} = 0,024$$

Entramos en tablas para el cálculo del coeficiente β en pilares con cambio de inercia y con posibilidad de desplazamiento en la cabeza (situación desfavorable) y obtenemos un valor para el tramo 2 de:

$$\beta_2 = 2{,}085$$

El valor de β para el tramo 1 viene dado por la siguiente relación:

$$\beta_1 = \left(\frac{\varepsilon}{1-\varepsilon}\right)\sqrt{\frac{\gamma}{\phi}}\,\beta_2 = \left(\frac{0{,}75}{1-0{,}75}\right)\sqrt{\frac{0}{0\ 0{,}2\ 0\ 4\ 9{,}6}}\ 2{,}085 = 3{,}13$$

Una vez calculados los coeficientes de pandeo para cada uno de los tramos, comprobamos la estabilidad.

- Plano x-z. (para el tramo 1 la comprobación es también en x-y)

-Tramo 1:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{72 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 92{,}25 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_P}{i_y} = \frac{2000}{92{,}25} = 21{,}68$$

$$L_P = \beta \times L = 1 \times 2000 = 2000 \text{ mm}$$

$$\beta = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{2}{86} = 0{,}25 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_y = 0{,}969$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_Z}{A}} = \sqrt{\frac{36{,}86 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 66 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{L_P}{i_z} = \frac{6}{6} = 94{,}85$$

$L_P = \beta \times L = 3,13 \times 2000 = 6260$ mm

$\beta = 3,13$

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{9}{86,7} = 1,094 \rightarrow$ curva C $\rightarrow \chi_z = 0,484$

Comprobación:

1- $\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + \alpha_z k_z \frac{c_{m,z} M_{z,Ed}}{w_z f_{yd}} < 1$

$\alpha_z = 1$

$k_z = 1 + 0,6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}} = 1 + 0,6x1,094 \frac{1,7}{0,495x2215} =$

$= 1,08$

$N_{C,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2x4230x \frac{2}{1,05} = 2215,7$ KN

$c_{m,z} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4x0,1 = 0,64$

$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{4}{43,2} = 0,1$

$$\frac{1}{0,969x2x4230x275/1,05} + 1,08 \frac{0,64x43,2x10^6}{433,6x10^3x275/1,05} =$$

$= 0,062 + 0,263 = 0,325$ Cumple

2- $\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z} M_{z,Ed}}{w_z f_{yd}} < 1$

$$\frac{1}{0,484x2x4230x275/1,05} + 1,08 \frac{0,64x43,2x10^6}{433,6x10^3x275/1,05} =$$

$= 0,124 + 0,263 = 0,387$ Cumple

-Tramo 2:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{72 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 92{,}25 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_P}{i_y} = \frac{6000}{92{,}25} = 65{,}04$$

$$L_P = \beta \times L = 1 \times 6000 = 6000 \text{ mm}$$

$\beta = 0,7$ aunque comprobaremos con $\beta = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{65{,}04}{86{,}7} = 0{,}75 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_y = 0{,}687$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_Z}{A}} = \sqrt{\frac{1547 \times 10^6}{2 \times 4230}} = 427{,}62 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{L_P}{i_z} = \frac{12510}{427{,}62} = 29{,}25$$

$$L_P = \beta \times L = 2{,}085 \times 6000 = 12510 \text{ mm}$$

$\beta = 2,085$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{29{,}25}{86{,}7} = 0{,}334 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_z = 0{,}929$$

Comprobación:

$$1\text{-}\quad \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + \alpha_z k_z \frac{c_{m,z} M_{z,Ed}}{w_z f_{yd}} < 1$$

$$c_{m,z} = 0{,}6 + 0{,}4\psi = 0{,}6 + 0{,}4 \times (-0{,}056) = 0{,}58$$

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{2}{-388{,}7} = -0{,}056$$

$$k_z = 1 + 0,6\,\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}} = 1+0,6x0,334\frac{8}{0,929x2215,7} =$$

$$= 1,083$$

$$N_{C,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2x4230x\frac{2}{1,05} = 2215,7\ KN$$

$$\frac{8}{0,687x2x4230x275/1,05} + 1,083\frac{0,58x388,7x10^6}{3437x10^3x275/1,05} =$$

$$= 0,556 + 0,272 = 0,828 \quad \text{Cumple}$$

2- $\frac{N_{Ed}}{\chi_z A\, f_{yd}} + k_z \frac{c_{m,z}\, M_{z,Ed}}{w_z\, f_{yd}} < 1$

$$\frac{8}{0,929x2x4230x275/1,05} + 1,083\frac{0,58x388,7x10^6}{3437x10^3x275/1,05} =$$

$$= 0,411 + 0,272 = 0,683 \quad \text{Cumple}$$

- Plano x-y:

-Tramo 2:

Cálculo de M_S:

$$M_S = N_{Ed}\frac{L}{5}\eta = 846\frac{6}{5}1,053 = 10,7\ KNm$$

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}-\frac{N_{Ed}}{S_V}} = \frac{1}{1-\frac{846}{20487,8}-\frac{846}{91941,1}} = 1,053$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E\, I_Z}{L_P^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 x2,1x10^5 x1547x10^6}{(6000x2,085)^2} = 20487,8KN$$

$$S_V = \frac{1}{2}\,\frac{n\,E\,A_D L_1 S^2}{d^3}$$

$$S_V = \frac{2 \times 2,1 \times 10^5 \times 582 \times 1000 \times 855,4^2}{2 \times 990,8^3} = 91941,1\ KN$$

$$N_{1,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_S + M_e}{S}$$

$$\text{Tramo central} \rightarrow N_{1,Ed} = \frac{8}{2} + \frac{1 \quad + 1}{0,8554} = 649,9\ KN$$

$$\text{Tramo inferior} \rightarrow N_{1,Ed} = \frac{8}{2} + \frac{3}{0,8554} = 877,4 KN$$

Comprobación del tramo más cargado:

$$\lambda_z = \frac{L_P}{i_{1,z}} = \frac{1}{24,2} = 41,32$$

$$L_P = L_1 = 1000\ mm$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{4}{86,7} = 0,477 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi_z = 0,854$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_1 \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,854 \times 4230\ \frac{2}{1,05} = 946,1\ KN$$

$$\frac{N_{1,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{8}{946,1} = 0,927 \quad \text{Cumple}$$

Comprobación de los enlaces:

$$N_d = \frac{V_d}{n\,S} = \frac{(V_{Ed,max} + V_S)\,d}{n\,S} = \frac{1 \quad 9}{2 \times 855,4} = 69,2\ KN$$

$$V_S = M_S \frac{\pi}{L} \rightarrow M_S = \rightarrow V_S = 0$$

$$\lambda = \frac{L_P}{i_{min}} = \frac{9}{11,7} = 81,6$$

$$L_P = d = 954,8 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{8}{86,7} = 0,941 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi = 0,563$$

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,563 \text{ x } 582 \frac{2}{1,05} = 85,8 \text{ KN}$$

$$\frac{N_d}{N_{b,Rd}} = \frac{6}{85,8} = 0,806 \quad \text{Cumple}$$

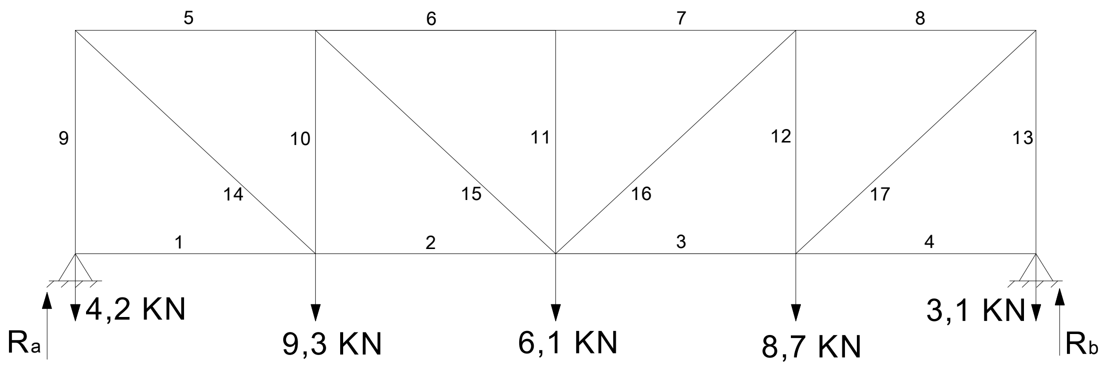
5- CÁLCULO DE LOS SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO.

- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE CELOSÍA.

- Cálculo de esfuerzos.

Calculamos los esfuerzos sobre la celosía con las dos hipótesis de viento posibles, para conocer la carga máxima en cada uno de sus elementos.
Para el cálculo, despreciaremos la pendiente de la cubierta, por lo que calcularemos la celosía en proyección horizontal y posteriormente aumentaremos los esfuerzos calculados, dividiendo los mismos por el coseno del ángulo de la cubierta.
También se despreciará el peso propio de cada elemento, añadiéndose en su caso si el cálculo es muy ajustado.
El axil sobre los dinteles debido a las cargas sobre la celosía no se tendrá en cuenta para el cálculo de los mismos, ya que debido a su pequeño valor, no se va a cometer un error significativo.

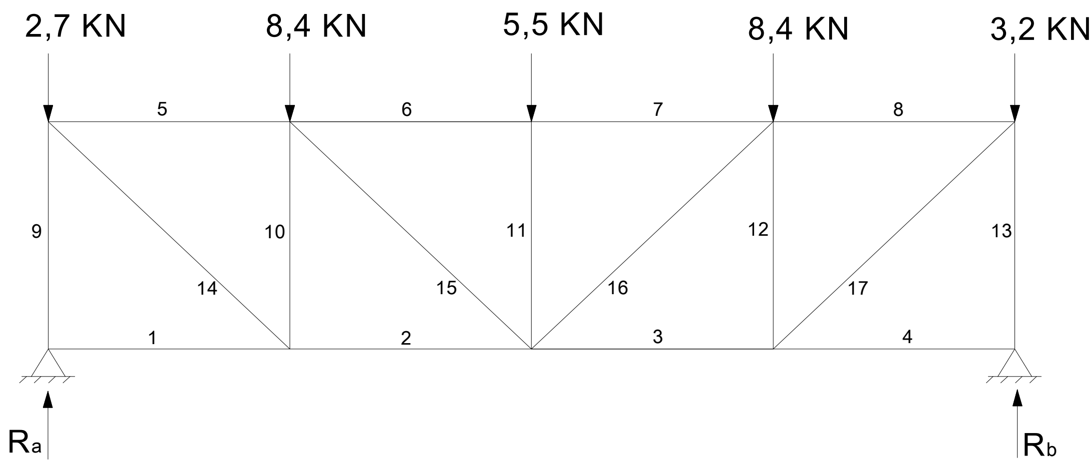
- Viento lateral (V1).



Barras	Esfuerzos (KN)	Esfuerzos/cos α (KN)
Ra	16,6	17,1
Rb	15,5	16
1	0	0
2	12,4	12,8
3	12,4	12,8
4	0	0
5	-12,4	-12,8
6	-15,4	-15,9

7	-15,4	-15,9
8	-12,4	-12,8
9	-12,4	-12,8
10	-3,1	-3,2
11	0	0
12	-3,1	-3,2
13	-12,4	-12,8
14	17,5	18,1
15	4,3	4,5
16	4,3	4.5
17	17,5	18,1

- Viento frontal (V2).



Barras	Esfuerzos (KN)	Esfuerzos/cos α (KN)
Ra	13,9	14,4
Rb	14,4	14,9
1	0	0
2	11,2	11,6
3	11,2	11,6
4	0	0
5	-11,2	-11,6
6	-13,9	-14,4
7	-13,9	-14,4
8	-11,2	-11,6
9	-13,9	-14,4
10	-11,2	-11,6
11	-5,5	-5,7
12	-11,2	-11,6

13	-14,4	-14,9
14	15,8	16,3
15	3,9	4
16	3,9	4
17	15,8	16,3

Una vez conocidos los esfuerzos en cada una de las barras, dimensionaremos los montantes y las diagonales de la estructura de celosía, ya que los cordones superior e inferior están compuestos por los dinteles de los pórticos.

- Cálculo de diagonales.

Dimensionaremos la barra más desfavorable, que en este caso es la barra 17 con un esfuerzo de tracción de 18,1 KN (viento lateral), que multiplicado por el coeficiente de mayoración (γ=1,5) nos da un axil N_{Ed} = 27,2 KN

La comprobación que se debe cumplir es la siguiente:

$$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$$

Siendo $N_{pl,Rd}$ la capacidad plástica frente al esfuerzo axil de la sección, definido de la siguiente forma:

$$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Despejamos el área que teóricamente debe tener la sección del perfil igualando la capacidad resistente $N_{pl,Rd}$, al esfuerzo de cálculo N_{Ed}.

Así que tenemos que el área de la sección debe ser:

$$A > \frac{N_{Ed}\ \gamma_{M1}}{f_y} \rightarrow A > \frac{2 \qquad 1}{2} \rightarrow A > 100,28\ mm^2$$

Seleccionamos un primer perfil del catálogo que cumpla la condición y comprobamos. Utilizaremos un perfil L 40.4.

$$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 308 \frac{2}{1,05} = 80,67\ KN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2}{80\,67} = 0,337 \qquad \text{Cumple}$$

Se utilizarán perfiles L 40.4

- Cálculo de montantes.

Los montantes van a trabajar siempre a compresión, por tanto, se dimensionarán atendiendo a criterios de estabilidad, y no de resistencia.
Dimensionaremos la barra más desfavorable, que en este caso es la barra 13, con un esfuerzo de compresión de 14,9 KN, que multiplicado por el coeficiente de mayoración (γ=1,5), nos da un axil N_{Ed} = -22,4 KN.
La comprobación que se debe cumplir es la siguiente:

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

Siendo $N_{b,Rd}$ la capacidad resistente de la sección frente al pandeo, y que queda definida de la siguiente forma:

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Suponemos un valor de λ = 150 para una primera predimensión y obtenemos el radio de giro de la sección:

$$i = \frac{L_P}{\lambda} = \frac{5}{1} = 33,33$$

Seleccionamos un perfil del catálogo con un radio de giro similar al calculado y comprobamos si soporta la compresión. Utilizaremos perfil hueco cuadrado 80.5

$$\lambda = \frac{L_P}{i} = \frac{5}{30,1} = 166,11$$

i = 30,1 mm

$L_P = L_{Montante}$ = 5000 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{1}{86,7} = 1,92 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi = 0,21$$

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,21 \times 1410 \, \frac{2}{1,05} = 77,5 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2}{775} = 0,289 \qquad \text{Cumple}$$

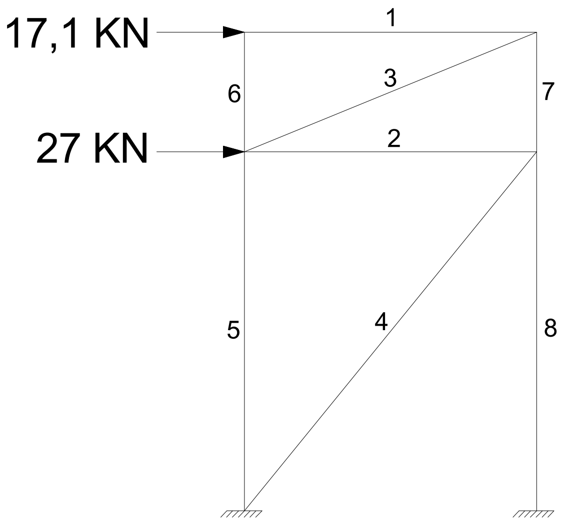
Se podría ajustar un poco más el perfil pero no es recomendable una esbeltez reducida superior a 2.

- CÁLCULO DEL SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO LATERAL.

- Cálculo de esfuerzos.

Calculamos los esfuerzos sobre cada uno de los elementos que componen el arriostramiento lateral para su dimensionamiento.
Se despreciará el peso propio de cada elemento, añadiéndose en su caso si el cálculo es muy ajustado.
El axil sobre los pilares debidos a la frenada transversal del puente grúa (como es el caso), no se sumará al obtenido en la combinación más desfavorable de los mismos, ya que son provocados por una combinación de cargas completamente distinta.

- Frenada transversal + Reacción máxima de la celosía.



Barras	Esfuerzos (KN)
1	-17,9
2	-42,2
3	19,5
4	63,4
5	7,3
6	0
7	-7,3
8	-55,9

Una vez calculados los esfuerzos, dimensionamos los montantes y diagonales de la estructura, ya que el resto de elementos están compuestos por los pilares de la misma.

- Cálculo de diagonales.

Dimensionaremos la barra más desfavorable, que en este caso es la barra 4 con un esfuerzo de tracción de 63,4 KN que multiplicado por el coeficiente de mayoración (γ=1,5) nos da un axil N_{Ed}=95,1 KN
La comprobación que se debe cumplir es la siguiente:

$$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$$

Siendo $N_{pl,Rd}$ la capacidad plástica frente al esfuerzo axil de la sección, definido de la siguiente forma:

$$N_{pl,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Despejamos el área que teóricamente debe tener la sección del perfil igualando la capacidad resistente $N_{pl,Rd}$, al esfuerzo de cálculo N_{Ed}.
Así que tenemos que el área de la sección debe ser:

$$A > \frac{N_{Ed}\,\gamma_{M1}}{f_y} \rightarrow A > \frac{9 \qquad 1}{2} \rightarrow A > 363,11\ mm^2$$

Seleccionamos un primer perfil del catálogo que cumpla la condición y comprobamos. Utilizaremos un perfil L 45.5.

$$N_{pl,Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 430\frac{2}{1,05} = 112,6 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{9}{112,6} = 0,844 \qquad \text{Cumple}$$

No obstante se utilizarán perfiles L 50.5

<u>- Cálculo de montantes.</u>

Los montantes van a trabajar siempre a compresión, por tanto, se dimensionarán atendiendo a criterios de estabilidad, y no de resistencia.

Dimensionaremos la barra más desfavorable, que en este caso es la barra , con un esfuerzo de compresión de 42,2 KN, que multiplicado por el coeficiente de mayoración (γ=1,5), nos da un axil N_{Ed} = -63,3 KN.

La comprobación que se debe cumplir es la siguiente:

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

Siendo $N_{b,Rd}$ la capacidad resistente de la sección frente al pandeo, y que queda definida de la siguiente forma:

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Suponemos un valor de λ = 150 para una primera predimensión y obtenemos el radio de giro de la sección:

$$i = \frac{L_P}{\lambda} = \frac{5}{1} = 33,33$$

Seleccionamos un perfil del catálogo con un radio de giro similar al calculado y comprobamos si soporta la compresión. Utilizaremos perfil hueco cuadrado 80.5

$$\lambda = \frac{L_P}{i} = \frac{5}{30,1} = 166,11$$

i = 30,1 mm

$L_P = L_{Montante}$ = 5000 mm

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{1}{86,7} = 1,92 \rightarrow \text{curva C} \rightarrow \chi = 0,21$$

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,21 \times 1410 \frac{2}{1,05} = 77,5 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{6}{77,5} = 0,855 \qquad \text{Cumple}$$

6- CÁLCULO DE PERNOS Y PLACAS DE ANCLAJE.

Se realizarán varias comprobaciones:

1- Tensión admisible del hormigón.

En primer lugar se comprobará que la tensión de compresión (σ) soportada por el hormigón no sobrepasa el valor límite. Para ello supondremos que el hormigón reacciona a la compresión transmitida por la chapa con una superficie:

$$S = 2cb$$

Siendo c la distancia entre el perno y el borde de la chapa (70 mm) y b la anchura de la misma (500 mm).
La tensión admisible en el hormigón es de $\sigma_{adm} = 15\ N/mm^2$

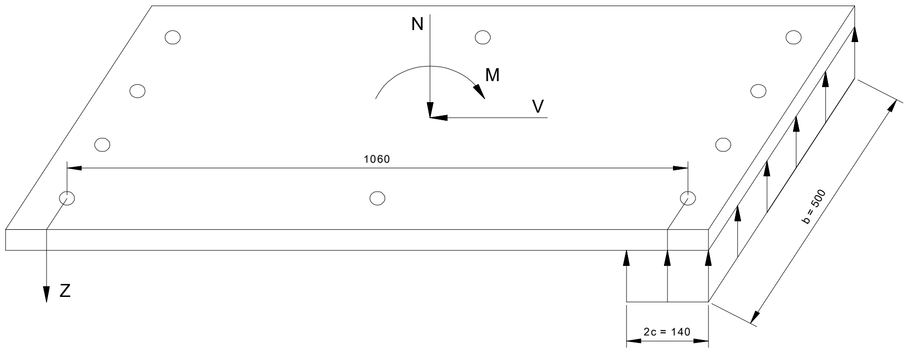
2- Resistencia de los pernos.

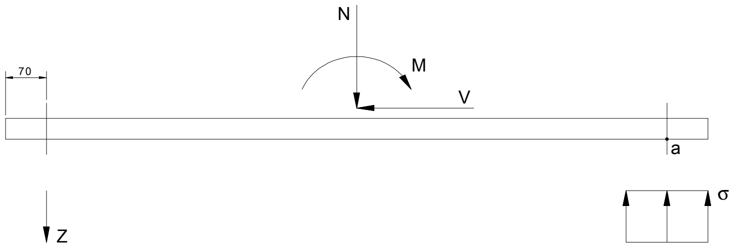
En segundo lugar se comprobará la resistencia de los pernos al esfuerzo cortante y al esfuerzo de tracción. Suponemos que los pernos de los extremos van a soportar la tracción y los centrales soportan el cortante.

3- Resistencia de la chapa.

Por último se comprobará la resistencia de la chapa. Para ello analizaremos una sección de la chapa de 1 cm de ancho, como si se tratara de una viga con dos apoyos, correspondientes a los rigidizadores que se colocan en la base del pilar y sometida a una carga distribuida proveniente de la tensión en la zona de compresión de la chapa, así se puede determinar el espesor que debe tener esta para soportar el esfuerzo.
De la misma manera se comprobarán también los rigidizadores, aunque en este caso el modelo de cálculo es una viga empotrada en voladizo, sometida a una carga distribuida proveniente también de la tensión de la zona de compresión de la chapa.

- Placa de anclaje P1





$\sum F_y = 0 \rightarrow N + Z = \sigma\ (140x500) \rightarrow \sigma = \frac{N+Z}{1}$

$\sum M_a = 0 \rightarrow Nx530 + Vx40 + Zx1060 - M = 0 \rightarrow Z = \frac{M - N \qquad - V}{1}$

Se nos presentan diferentes hipótesis de cargas según el pilar que estemos analizando.

1- σ_{max} (tensión máxima del hormigón)

N = 846 KN

V = 68,5 KN

M = 388,7 KNm

$Z = \frac{388,7x10^6 - 846000x530 \quad - 68500x40}{1} = -58,9\ KN \rightarrow$ No hay tracción

$\sigma = \frac{-5}{1} = 11,25\ N/mm^2$

$\alpha = \frac{\sigma}{\sigma_{adm}} = \frac{1}{1} = 0,75$ Cumple

2- Z_{max} (tracción máxima de los pernos)

N = 21,3 KN

V = 124 KN → Lo tomaremos como negativo ya que es mas desfavorable

M = 701,8 KNm

$$Z = \frac{701,8x10^6 - 21300x530 + 124000x400}{1} = 695,5\ KN$$

$$Z_{perno} = \frac{Z}{4} = \frac{695,5}{4} = 173,9\ KN$$

$$F_{t,Rd} = 0,9A_s\frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 0,9x353x\frac{800}{1,25} = 203,3\ KN$$

$A_s = 353\ mm^2$ → Tomamos el área resistente del tornillo M24 que es la que nos aparece en tablas, aunque realmente el área resistente del perno es algo mayor.

$$\alpha = \frac{Z_{perno}}{F_{t,Rd}} = \frac{173,9}{203,3} = 0,856 \quad \text{Cumple}$$

3- V_{max} (cortante máximo)

V_{max} = 124 KN

$$V_{perno} = \frac{V_{max}}{2} = \frac{124}{2} = 62\ KN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5\,f_{ub}\,A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5x800x353}{1,25} = 112,9\ KN$$

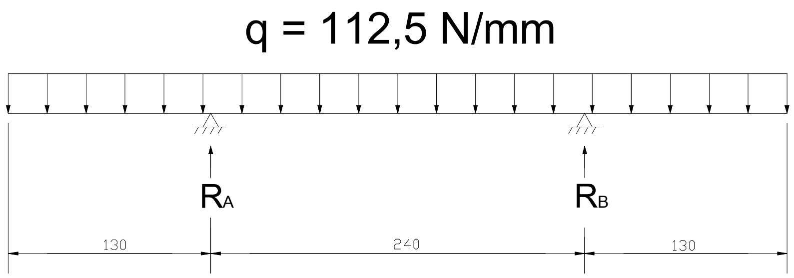
$$\alpha = \frac{V_{perno}}{F_{v,Rd}} = \frac{62}{112,9} = 0,55 \quad \text{Cumple}$$

4- Resistencia de la chapa

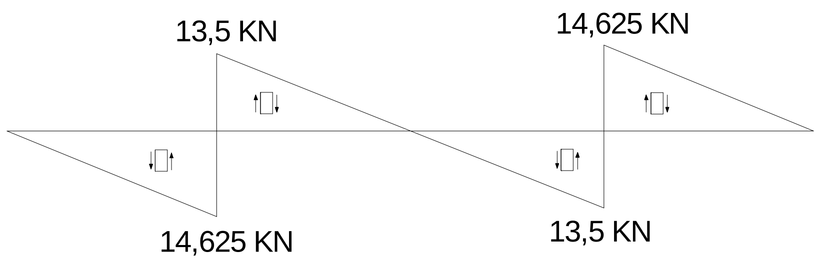
Como ya hemos dicho, tomaremos una sección de 1 cm de ancho y 5 cm de espesor y analizaremos la chapa como una viga con dos apoyos.
La carga distribuida que aplicaremos a dicha viga, vendrá dada por la tensión máxima de compresión soportada por la chapa (calculada anteriormente) y tendrá el siguiente valor:

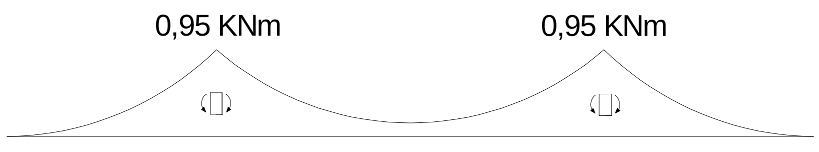
$$q = 11{,}25\ N/mm^2 \times 10\ mm = 112{,}5\ N/mm$$

El modelo de cálculo es el siguiente:

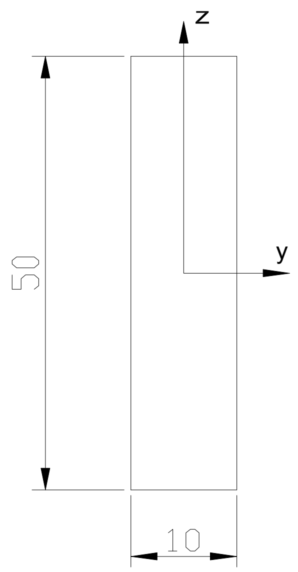


Diagramas de esfuerzos:





Una vez conocidos los esfuerzos, calculamos la capacidad resistente de la sección.



$$I_y = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} x10x50^3 = 0{,}104x10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{z_{max}} = \frac{0{,}104x10^6}{25} = 4{,}16x10^3 \text{ mm}^3$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 500 \frac{255}{1{,}05} = 121{,}4 \text{ KN} >> 2V_{Ed} \rightarrow \text{Despreciamos el cortante}$$

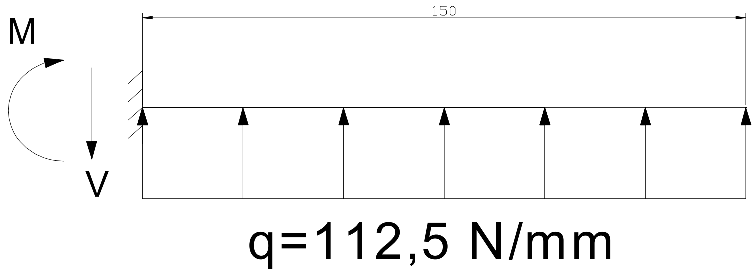
$$A_v = A = 10x50 = 500 \text{ mm}^2$$

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 4{,}16\ x10^3 \frac{255}{1{,}05} = 1{,}01 \text{ KNm}$$

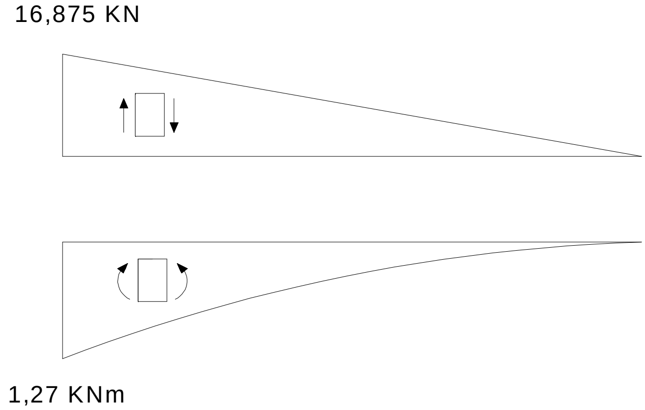
$$\alpha = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{0}{1{,}01} = 0{,}94 \quad \text{Cumple}$$

5- Resistencia del rigidizador

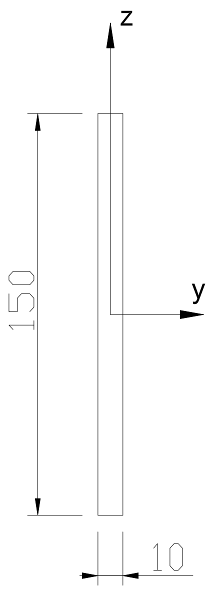
De la misma manera calculamos los rigidizadores, aunque en este caso el modelo de cálculo es el de una viga empotrada en voladizo cuya sección es la del rigidizador, y, sometida a una carga distribuida igual a la soportada por la chapa.



Diagramas de esfuerzos:



Una vez conocidos los esfuerzos, calculamos la capacidad resistente de la sección.



$$I_y = \frac{1}{1} bh^3 = \frac{1}{1} x10x150^3 = 2,81x10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{z_{max}} = \frac{2,81x10^6}{7} = 37,5x10^3 \text{ mm}^3$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1500 \frac{2}{1,05} = 364,2 \text{ KN} >> 2V_{Ed} \rightarrow \text{Despreciamos el cortante}$$

$$A_v = A = 10x150 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 37,5 \ x10^3 \frac{2}{1,05} = 8,37 \text{ KNm}$$

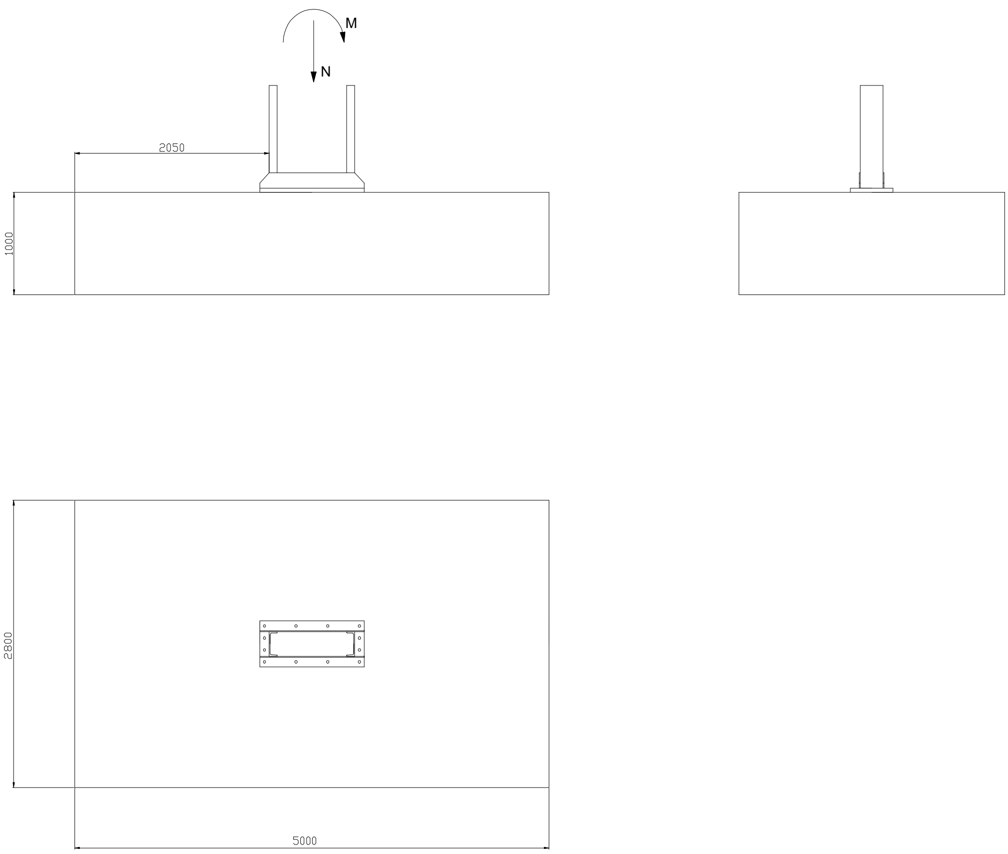
$$\alpha = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1}{8,37} = 0,152 \quad \text{Cumple}$$

No se comprobará la placa de anclaje P2 debido a que los esfuerzos y tensiones sobre la misma son muy inferiores a los obtenidos en la placa de anclaje P1.

COMPRBACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN. ZAPATAS.

Debido a los grandes esfuerzos sobre las zapatas, se obligará al cliente a no poder realizar ningún tipo de agujero o foso en las inmediaciones de la cimentación, de esta forma eliminamos la componente horizontal que actúa sobre la zapata ya que se compensa con la reacción ejercida por el terreno y que de existir, facilitaría el vuelco de la propia zapata. Al no existir componente horizontal, no es necesario realizar la comprobación al posible deslizamiento de la zapata, por lo que sólo se comprobará el vuelco y el hundimiento del terreno, además de la armadura mínima.
La tensión admisible sobre el terreno es de σ_{adm} = 0,3 N/mm^2

- Zapata Z1



En este caso, el vuelo máximo es mayor que dos veces el canto, por lo que consideraremos la zapata como flexible

V > 2h → 2050 > 2000 → Zapata flexible

Según el pilar que estemos analizando, se nos presentan diferentes hipótesis de carga, aunque en este caso, la hipótesis más desfavorable es la misma tanto para el hundimiento como para el vuelco.
Es necesario comentar que para la comprobación al vuelco de la zapata se considerarán los esfuerzos sin mayorar, ya que en la misma comprobación se aplica un coeficiente de mayoración a los momentos desestabilizadores y otro de minoración a los momentos estabilizadores. En este caso, la combinación más desfavorable viene dada por una situación extraordinaria, por tanto, el coeficiente de mayoración de los momentos desestabilizadores se reduce a 1,2.

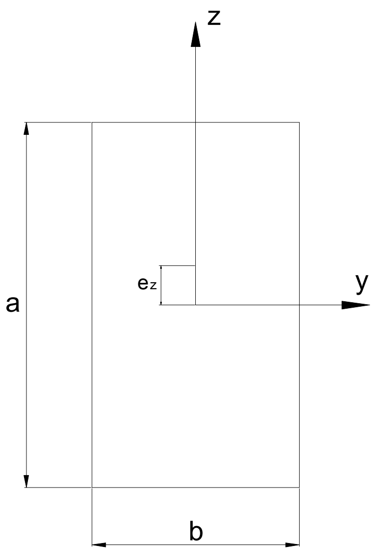
Combinación desfavorable:

N = 21,3 KN

M = 701,8 KNm

1- Hundimiento del terreno

Área equivalente del cimiento



$$e_z = \frac{M_y}{V} = \frac{7}{381,3} = 1,84 \text{ m}$$

$$V = N + P_P = 21,3 + 360 = 381,3$$

$$P_P = \rho x Vol = 2500 \text{ x } 14,4 = 36000 \text{ Kg} = 360 \text{ KN}$$

$\rho = 2500\ Kg/m^3$

$Vol = 3 \times 4{,}8 \times 1 = 14{,}4\ m^3$

$A_{eq} = a^*b^* = 1{,}12 \times 3 = 3{,}36\ m^2$

$a^* = a - 2e_z = 4{,}8 - 2x1{,}84 = 1{,}12\ m$

$b^* = b = 3\ m$

$$q_b = \frac{V}{A_{eq}} = \frac{381{,}3 \times 10^3}{3{,}36 \times 10^6} = 0{,}114\ N/mm^2$$

$$\alpha = \frac{q_b}{q_{adm}} = \frac{0{,}114}{0{,}3} = 0{,}38 \quad \text{Cumple}$$

2- Vuelco de la zapata

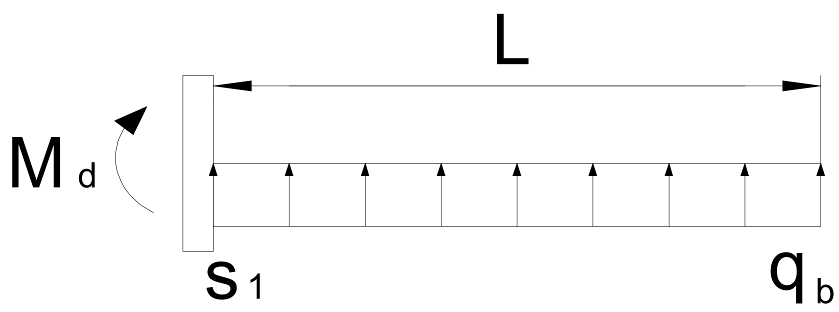
$M_{desest} = M = 701{,}8\ KNm$

$M_{est} = (N + P_P) \times 2{,}5 = (21{,}3 + 360) \times 2{,}5 = 953{,}25\ KNm$

$M_{est}\ \gamma_{est} > M_{desest}\ \gamma_{desest} \rightarrow 953{,}25x0{,}9 > 701{,}8x1{,}2 \rightarrow 857{,}9 > 842{,}2$

$$\alpha = \frac{842{,}2}{857{,}9} = 0{,}982 \quad \text{Cumple}$$

3- Armadura mínima



Siendo:

$$M_d = q_b \frac{L^2}{2} b = 0{,}114 x \frac{1875^2}{2} x3000 = 601{,}2 \text{ KNm}$$

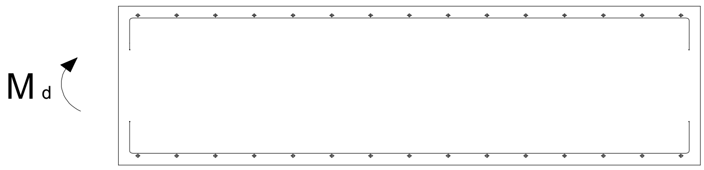
b = anchura de la zapata = 3 m

S_1 = Sección resistente de la zapata = 3 x 1 = 3 m^2

L = 1,875 m

q_b = 0,114 N/mm^2

La armadura mínima se calcula como una sección de hormigón armado sometida a un momento flector M_d.



Así pues, el momento flector debe ser soportado por la armadura, luego debemos hallar el módulo resistente que debe tener la misma para soportar el esfuerzo.

$$M_d < W \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W > M_d \frac{\gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow W > 601{,}2x10^6 x \frac{1}{5}$$

$$W > 1262{,}5x10^3 \text{ mm}^3$$

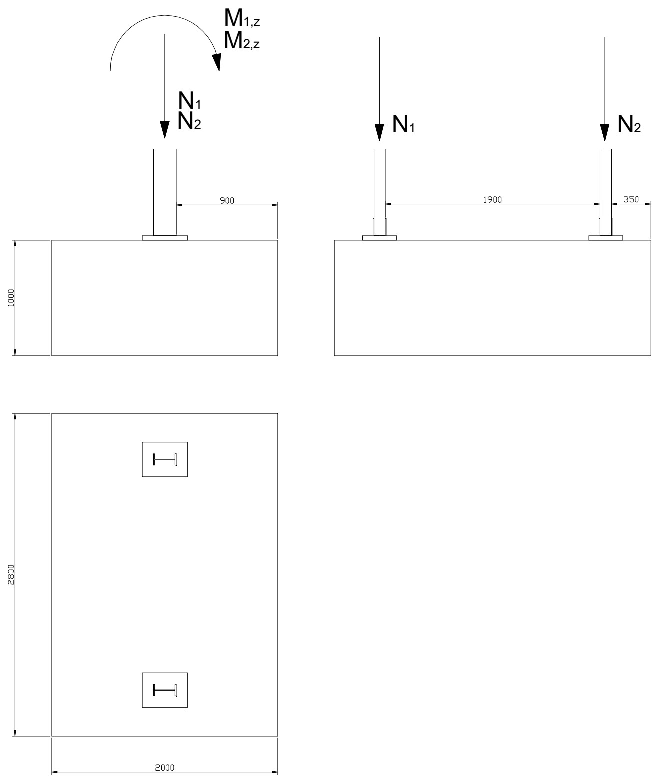
$$W = \frac{I_y}{Z_{max}} = \frac{A\,d^2}{Z_{max}} \rightarrow A = W \frac{Z_{max}}{d^2} = 1252{,}5x10^3 \frac{5}{4^2} = 3234{,}76 \text{ mm}^2$$

Armadura necesaria = 3234,76 mm^2

$$\text{Armadura mínima} = \frac{1}{1} bh = 0{,}0018x3000x1000 = 5400 \text{ mm}^2$$

La armadura mínima que debe tener la zapata es mayor que la necesaria para soportar el esfuerzo.
Se colocará armadura en cuadrado de 20x20 cm y 18 mm de diámetro.
Al tener armado superior e inferior, se distribuye la armadura en dos parrillas de las dimensiones citadas anteriormente. La distribución de las armaduras queda detallada en planos.

- Zapata Z2



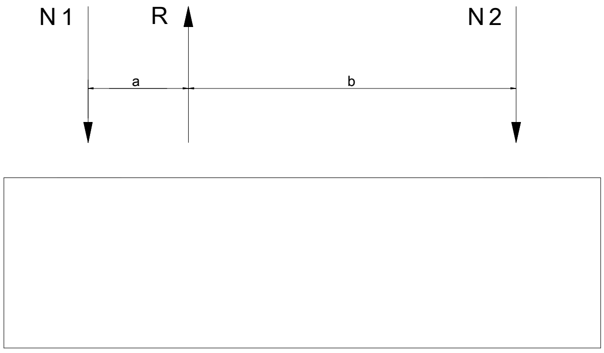
Consideramos la zapata como rígida atendiendo a sus dimensiones.
En este caso se nos presenta una zapata combinada, cuyos pilares le transmiten tanto momento flector como esfuerzo axil.
Lo que se hará para comprobar la zapata es calcular el punto de paso de la resultante para poderla calcular como zapata aislada.

Combinación desfavorable

N_1 = 19,2 KN $\qquad$ N_2 = 8,3 KN

$M_{1,z}$ = 38,6 KNm $\qquad$ $M_{2,z}$ = 41,6 KNm

Calculamos pues el punto de paso de la resultante:

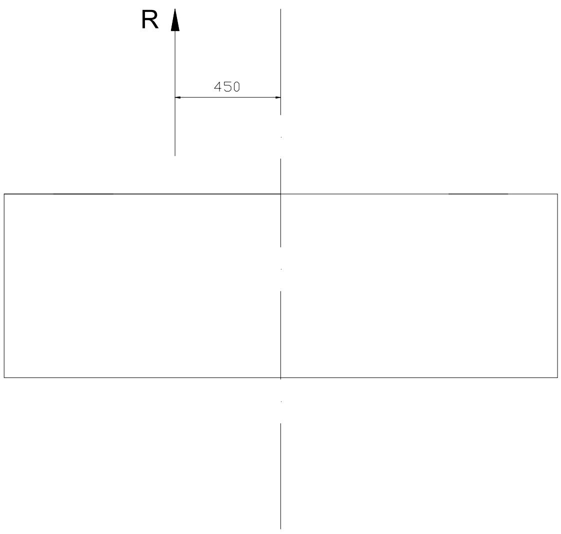


$\sum F_y = 0 \rightarrow N_1 + N_2 = R \rightarrow R = 19{,}2+8{,}3 = 27{,}5$ KN

$\sum M_2 = 0 \rightarrow N_1\,(a+b) = R\,b \rightarrow b = \dfrac{N_1\ (a+b}{R} = \dfrac{1}{27{,}5} = 1{,}4$ m

$a + b = 2$ m

Una vez conocido el valor y la posición de la resultante nos queda:



Ahora para poder calcularla como una zapata aislada con carga centrada, debemos centrar la carga. Para ello, sustituimos la carga desplazada por una carga centrada mas un momento flector de valor M = 0,45 R = 0,45x27,5 = 12,4 KNm.

Por tanto lo que tenemos que calcular es una zapata aislada con carga centrada sometida a los siguientes esfuerzos:

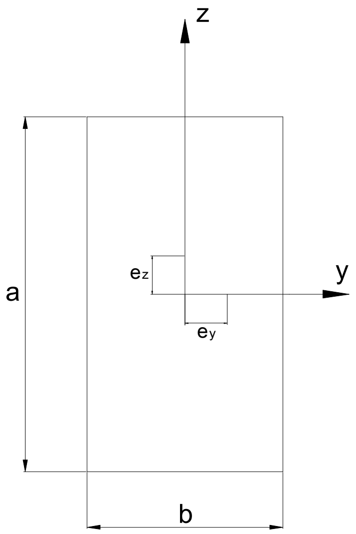
$N = R = 27,5$ KN

$M_z = M_{1,z} + M_{2,z} = 38,6 + 48,6 = 87,2$ KNm

$M_y = M = 12,4$ KNm

1- Hundimiento del terreno

Área equivalente del cimiento



$$e_z = \frac{M_y}{V} = \frac{1}{167,5} = 0,074 \text{ m}$$

$V = N + P_P = 27,5 + 140 = 167,5$ KN

$P_P = \rho x Vol = 2500 \times 5,6 = 14000$ Kg $= 140$ KN

$\rho = 2500$ Kg/m^3

$Vol = 2 \times 2,8 \times 1 = 5,6$ m^3

$$e_y = \frac{M_z}{V} = \frac{8}{167,5} = 0,52 \text{ m}$$

$A_{eq} = a^*b^* = 2,65 \times 0,96 = 2,55$ m^2

$a^* = a-2e_z = 2,8 - 2x0,074 = 2,65$ m

$b^* = b-2e_y = 2 - 2x0,52 = 0,96$ m

$$q_b = \frac{V}{A_{eq}} = \frac{167,5 \times 10^3}{2,55 \times 10^6} = 0,066 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \frac{q_b}{q_{adm}} = \frac{0,066}{0,3} = 0,22 \quad \text{Cumple}$$

2- Vuelco de la zapata

Únicamente se calculará el vuelco sobre el eje z que es la situación más desfavorable

$M_{desest} = M = 87,2$ KNm

$M_{est} = (N + P_P) \times 2,5 = (27,5 + 167,5) \times 1 = 195$ KNm

$M_{est}\,\gamma_{est} > M_{desest}\,\gamma_{desest} \rightarrow 195x0,9 > 87,2x1,8 \rightarrow 175,5 > 157$

$$\alpha = \frac{1}{175,5} = 0,895 \quad \text{Cumple}$$

3- Armadura mínima

$$T_d = \frac{N}{3,4d}(a-a_0) = \frac{2}{3,4x0,94}(1-0,2) = 6,9 \text{ KN}$$

d = 0,94 m

a = 1 mm

$a_0 = 0,2$ mm

Armadura necesaria:

$$A_S = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{6}{(5} = 144,9 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima = $\frac{1}{1}$ bh = 0,0018x2000x1000 = 3600 mm^2

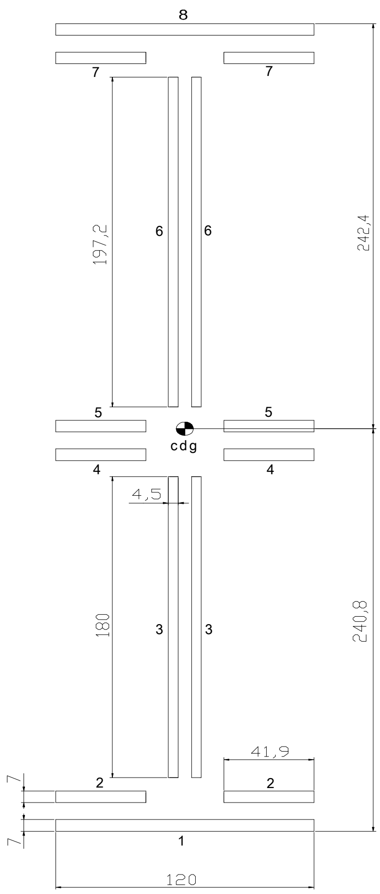
La armadura mínima que debe tener la zapata es mayor que la necesaria para soportar el esfuerzo.
Se colocará armadura en cuadrado de 20x20 cm y 18 mm de diámetro.
Al tener armado superior e inferior, se distribuye la armadura en dos parrillas de las dimensiones citadas anteriormente. La distribución de las armaduras queda detallada en planos.

8- CÁLCULO DE UNIONES.

- CÁLCULO DE UNIONES SOLDADAS.

- Unión soldada dintel-pilar. Pórtico principal.

Se comprobará si los cordones de soldadura resisten los esfuerzos máximos provenientes del dintel. Para ello se tomará como sección resistente la formada por los cordones de soldadura, se calculará su centro de gravedad y su módulo resistente y se comprobará si la soldadura es válida.
El espesor de los cordones será igual o superior al 70% del espesor mínimo de los elementos a unir.
La sección es la siguiente:



El centro de gravedad de la sección se desplaza ligeramente, ya que los cordones longitudinales inferiores son más cortos que los superiores, lo que implica que la sección presentará 2 módulos resistentes. No obstante el desplazamiento es mínimo y los valores de ambos serán similares. Para el cálculo se utilizará el menor de los módulos resistentes, ya que es la situación más desfavorable.

- VALORES DE SECCIÓN:

$$A = 2x120x7 + 8x41,9x7 + 2x180x4,5 + 2x197,2x4,5 = 7421,2mm^2$$

$$I_y = (\frac{1}{1}120x7^3+120x7x237,3^2) + 2(\frac{1}{1}41,9x7^3+41,9x7x220,2^2) +$$
$$+ 2(\frac{1}{1}4,5x180^3+4,5x180x118,7^2) + 2(\frac{1}{1}41,9x7^3+41,9x7x15,5^2) +$$
$$+ 2(\frac{1}{1}41,9x7^3+41,9x7x1,6^2) + 2(\frac{1}{1}4,5x197,2^3+4,5x197,2x111,7^2) +$$
$$+ 2(\frac{1}{1}41,9x7^3+41,9x7x221,8^2) + (\frac{1}{1}120x7^3+120x7x238,9^2)$$

$$I_y = 207,7x10^6\ mm^4$$

$$W_{y\ superior} = \frac{I_y}{Z_{max}} = \frac{207,7x10^6}{242,4} = 856,8x10^3\ mm^3$$

$$W_{y\ inferior} = \frac{I_y}{Z_{max}} = \frac{207,7x10^6}{240,8} = 862,5x10^3\ mm^3$$

- RESISTENCIA:

- Comprobación 1.

Combinación desfavorable:

N_{Ed} = 90,8 KN

M_{Ed} = 138,8 KN

V_{Ed} = 47 KN

$$n_1 = \frac{M_{Ed}}{W_{y,superior}} + \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{138,8x10^6}{856,8x10^3} + \frac{90,8x10^3}{7421,2} = 162+12,25=174,25\ N/mm^2$$

$$\sigma_{co} < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \rightarrow 245,7 < 385,8$$

$$\sigma_{co} = 1,41n_1 = 1,41x174,25 = 245,7\ N/mm^2$$

$\beta_w = 0,85$

$$\frac{f_u}{\beta_w \, \gamma_{M2}} = \frac{4}{0,85 \times 1,25} = 385,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \frac{2}{385,8} = 0,637 \quad \text{Cumple}$$

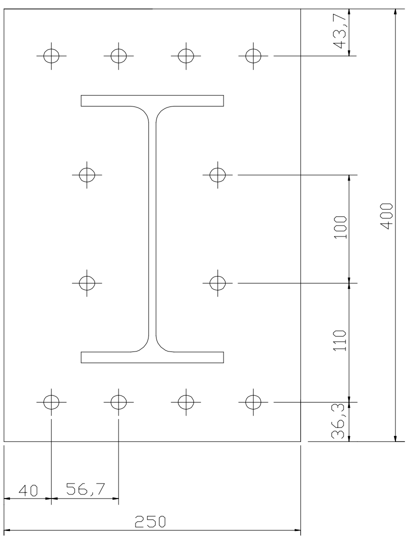
- CÁLCULO DE UNIONES ATORNILLADAS.

Para el cálculo de uniones atornilladas se realizarán varias comprobaciones: resistencia a cortante y a tracción de los tornillos, tanto por separado como combinados, aplastamiento de la chapa por el tornillo y desgarro de la chapa.
Todas estas comprobaciones se realizarán bajo el supuesto de que no existen tensiones debidas al efecto palanca. Para ello debemos utilizar espesores de chapa adecuados, que deben de cumplir la siguiente condición:

$$t > \sqrt{\frac{2\, F_{d,Rd}\, m}{b_{ef}\, f_{yd}}}$$

Así pues se comprobará el espesor que deben tener las chapas para poder despreciar el efecto palanca.
Todos los tornillos son sin pretensar y de diámetro 12 mm.

- Unión atornillada rígida dintel-dintel. Pórtico principal.



En primer lugar comprobaremos el espesor mínimo que deben tener las chapas para poder despreciar el efecto palanca. Se comprueba en esta unión, ya que es el caso más desfavorable y el espesor obtenido se aplicará a todas las chapas:

$$t > \sqrt{\frac{2F_{d,Rd}\,m}{b_{ef}\,f_{yd}}} = \sqrt{\frac{2x194227,2x36,3}{250x(275/1,05)}} = 14,67 \text{ mm}$$

$$F_{d,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4x48556,8 = 194227,2 \text{ N}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9A_S\frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 0,9x84,3x\frac{800}{1,25} = 48556,8 \text{ N}$$

$b_{ef} = 250$ mm

$m = 36,3$ mm

Tomaremos espesores de chapa de 20 mm, para poder despreciar así el efecto palanca.

En segundo lugar comprobaremos las distancias mínimas:

$e_1 = 36,3$ mm > $1,2\ d_0 = 1,2x13 = 15,6$ mm Cumple

$e_2 = 40$ mm > $1,5\ d_0 = 1,5x13 = 19,5$ mm Cumple

$p_1 = 100$ mm > $2,2\ d_0 = 2,2x13 = 28,6$ mm Cumple

$p_2 = 56,7$ mm > $3\ d_0 = 3x13 = 39$ mm Cumple

Comprobamos ahora la resistencia de la unión:

Suponemos que los tornillos centrales soportan el cortante y los tornillos de los extremos soportan la tracción.
Tomaremos como combinación desfavorable la formada por el axil, cortante y flector máximos sobre la unión:

N = 108,8 KN

V = 28,5 KN

$M_y = 33,5$ KNm

1- Cortadura en el vástago de los tornillos

$$F_{v,Rd} = \frac{0\ f_{ub}\ A}{\gamma_{M2}} = \frac{0 \qquad ,}{1,25} = 26,9\ KN$$

$A = A_S = 84,3\ mm^2$

$F_{v,Ed,max} = 28,5\ KN$

$$F_{v,Ed,tornillo} = \frac{F_{Ed,max}}{4} = \frac{2}{4} = 7,125\ KN$$

$$\alpha = \frac{F_{v,Ed,tornillo}}{F_{v,Rd}} = \frac{7}{26,9} = 0,265 \quad \text{Cumple}$$

2- Aplastamiento de la chapa

$$F_{b,Rd} = \frac{2\ \ \alpha\, f_u\, d\, t}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \qquad 1}{1,25} = 183\ KN$$

$d = 12\ mm$

$t = 20\ mm$

α es el menor de los siguientes valores:

$$\frac{e_1}{3\,d_0} = \frac{3}{3} = 0,93 \rightarrow \text{tomaremos este valor de } \alpha$$

$$\frac{p_1}{3\,d_0} - \frac{1}{4} = \frac{1}{3} - 0,25 = 2,31$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{8}{4} = 1,95$$

$F_{b,Ed,max} = 28,5\ KN$

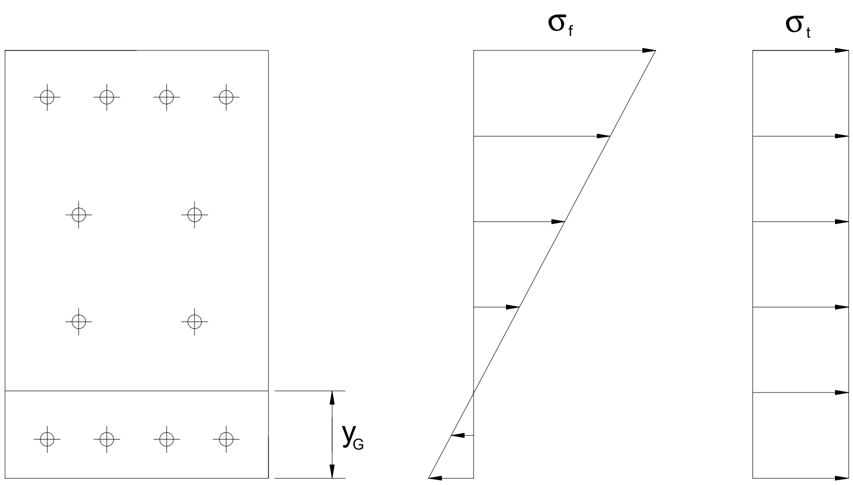
$$\alpha = \frac{F_{B,Ed,max}}{F_{b,Rd}} = \frac{2}{1} = 0,156 \quad \text{Cumple}$$

3- Resistencia de la chapa el desgarro

No procede, ya que la resistencia al desgarro es mayor a la resistencia al aplastamiento y el esfuerzo a soportar es el mismo.

4- Resistencia a la tracción de los tornillos.

Para saber la fuerza transmitida a los tornillos debemos calcular la distribución de tensiones sobre la sección formada por los propios tornillos y la chapa, y, por tanto, debemos conocer el centro de gravedad de la sección.
Para el cálculo del centro de gravedad suponemos que la fila inferior de tornillos trabaja a compresión y el resto de la sección trabaja a tracción:



$$y_G = \frac{84,3 \ldots ,3 + 2x246,3 + 2x146,3 + \frac{2 \ldots y_G^2}{2}}{8x84,3 + 250y_G} \rightarrow$$

$$\rightarrow 125y_G^2 + 674,4y_G - 186336,72 = 0 \rightarrow y_G = 36 \text{ mm}$$

Una vez conocido el centro de gravedad de la sección, podemos calcular la tensión máxima debida a la flexión soportada por los tornillos:

$$\sigma_f = \frac{M_y}{I_y} Z = \frac{33,6x10^6}{60,53x10^6} x320,3 = 177,8 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 4x84,3x356,3^2+2x84,3x246,32^2+2x84,3x146,3^2+$$

$$+\left(\frac{1}{1}250x36^3 + 250x36x18^2\right) = 60,53x10^6\ mm^4$$

Así pues la fuerza de tracción máxima que debe soportar el tornillo es:

$$F_{t,Ed} = \sigma_f A_S + \frac{N}{n} = 177,8x84,3 + \frac{1}{1} = 24,1\ KN$$

Siendo n el número de tornillos que componen la unión

$$\alpha = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{2}{48,5} = 0,497 \quad \text{Cumple}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_S \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 0,9x84,3x\frac{8}{1,25} = 48,5\ KN$$

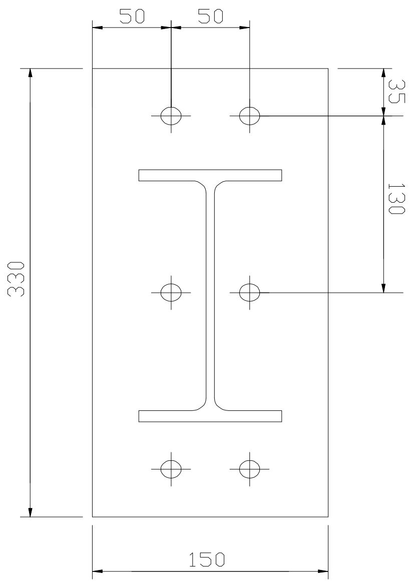
5- Resistencia a la tracción y al esfuerzo cortante combinados.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}\ \text{tornillo}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} < 1$$

$$\frac{7}{26,9} + \frac{2}{1,4x48,5} = 0,265 + 0,355 = 0,62 \quad \text{Cumple}$$

De la misma manera calcularemos el resto de uniones atornilladas.

- Unión atornillada rígida dintel-dintel. Pórtico hastial.



Comprobamos las distancias mínimas:

e_1 = 35 mm > 1,2 d_0 = 1,2x13 = 15,6 mm Cumple

e_2 = 50 mm > 1,5 d_0 = 1,5x13 = 19,5 mm Cumple

p_1 = 130 mm > 2,2 d_0 = 2,2x13 = 28,6 mm Cumple

p_2 = 50 mm > 3 d_0 = 3x13 = 39 mm Cumple

Suponemos que los tornillos centrales soportan el cortante y los de los extremos soportan la flexión.
Tomaremos como combinación desfavorable la formada por el axil, cortante y flector máximos sobre la unión:

N = 29,2 KN

V = 9,2 KN

M_y = 6,9 KNm

1- Cortadura en el vástago de los tornillos

$$F_{v,Rd} = \frac{0 \quad f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = \frac{0 \qquad ,}{1,25} = 26,9 \text{ KN}$$

$A = A_S = 84,3 \text{ mm}^2$

$F_{v,Ed,max} = 9,2$ KN

$$F_{v,Ed,tornillo} = \frac{F_{Ed,max}}{2} = \frac{9}{2} = 4,6 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{F_{v,Ed,tornillo}}{F_{v,Rd}} = \frac{4}{26,9} = 0,171 \quad \text{Cumple}$$

2- Aplastamiento de la chapa

$$F_{b,Rd} = \frac{2 \quad \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \qquad 4}{1,25} = 176,5 \text{ KN}$$

d = 12 mm

t = 20 mm

α es el menor de los siguientes valores:

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{3}{3} = 0,897 \rightarrow \text{tomaremos este valor de } \alpha$$

$$\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{1}{3} - 0,25 = 3,083$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{8}{4} = 1,95$$

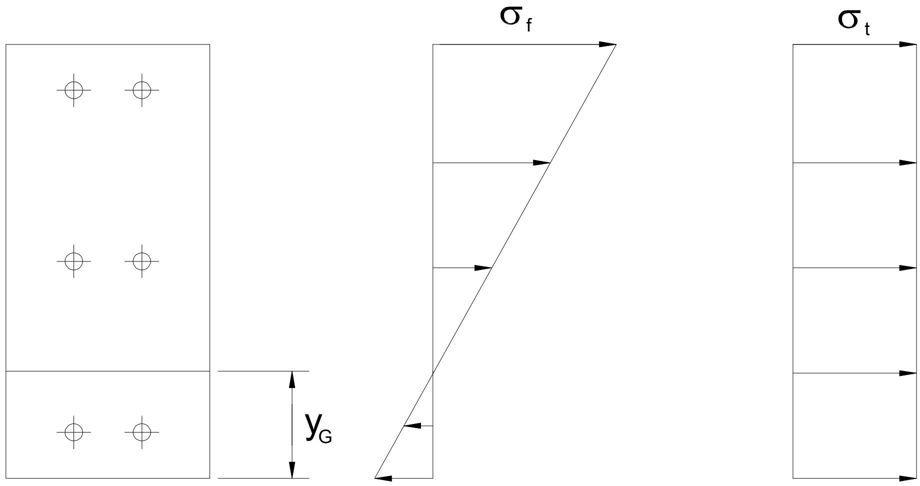
$F_{b,Ed,max} = 9,2$ KN

$$\alpha = \frac{F_{B,Ed,max}}{F_{b,Rd}} = \frac{9}{176,5} = 0,052 \quad \text{Cumple}$$

3- Resistencia de la chapa el desgarro

No procede, ya que la resistencia al desgarro es mayor a la resistencia al aplastamiento y el esfuerzo a soportar es el mismo.

4- Resistencia a la tracción de los tornillos.



$$y_G = \frac{84{,}3\,(2 \times 295 + 2 \times 165) + \frac{1}{2}\,150\,y_G^2}{4 \times 84{,}3 + 150\,y_G} \rightarrow$$

$$\rightarrow 75\,y_G^2 + 337{,}2\,y_G - 77556 = 0 \rightarrow y_G = 30 \text{ mm}$$

Recalculamos el centro de gravedad ya que cae por debajo de la fila inferior de tornillos:

$$y_G = \frac{84{,}3\,(2 \times 295 + 2 \times 165 + 2 \times 35) + \frac{1}{2}\,150\,y_G^2}{6 \times 84{,}3 + 150\,y_G} \rightarrow$$

$$\rightarrow 75\,y_G^2 + 505{,}8\,y_G - 83457 = 0 \rightarrow y_G = 30{,}1 \text{ mm}$$

Tomaremos y_G = 30 mm ya que al recalcularlo, apenas varía.

Calculamos ahora la fuerza máxima de tracción soportada por el tornillo:

$$\sigma_f = \frac{M_y}{I_y} Z = \frac{6,9x10^6}{20,82x10^6} x265 = 87,9 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 2x84,3x295^2 + 2x84,3x165^2 + 2x84,3x35^2 +$$

$$+ \left(\frac{1}{12} 150x30^3 + 150x30x15^2\right) = 20,82x10^6 \text{ mm}^4$$

Así pues la fuerza de tracción máxima que debe soportar el tornillo es:

$$F_{t,Ed} = \sigma_f A_S + \frac{N}{n} = 87,9x84,3 + \frac{2}{6} = 12,3 \text{ KN}$$

Siendo n el número de tornillos que componen la unión

$$\alpha = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{1}{48,5} = 0,254 \quad \text{Cumple}$$

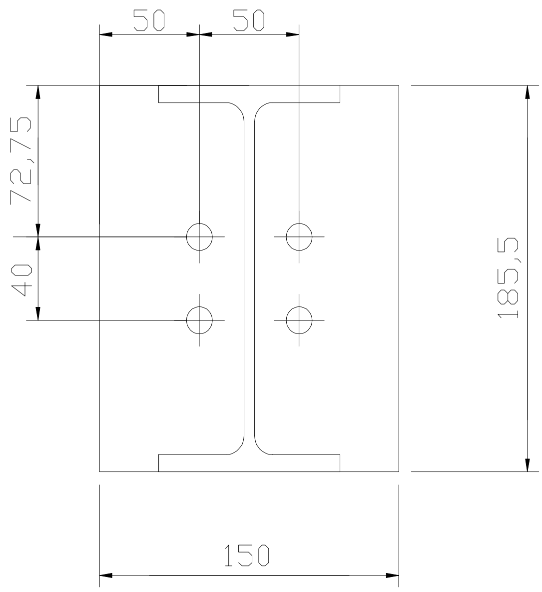
$$F_{t,Rd} = 0,9 A_S \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 0,9x84,3x\frac{8}{1,25} = 48,5 \text{ KN}$$

5- Resistencia a la tracción y al esfuerzo cortante combinados.

$$\frac{F_{v,Ed\,tornillo}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4\,F_{t,Rd}} < 1$$

$$\frac{4}{26,9} + \frac{1}{1,4x48,5} = 0,171 + 0,181 = 0,352 \quad \text{Cumple}$$

- Unión atornillada articulada dintel-pilar. Pórtico hastial.



Comprobamos las distancias mínimas:

e_1 = 72,75 mm > 1,2 d_0 = 1,2x13 = 15,6 mm Cumple

e_2 = 50 mm > 1,5 d_0 = 1,5x13 = 19,5 mm Cumple

p_1 = 40 mm > 2,2 d_0 = 2,2x13 = 28,6 mm Cumple

p_2 = 50 mm > 3 d_0 = 3x13 = 39 mm Cumple

En este caso la unión es articulada, y por tanto, no existe momento flector.
Como combinación desfavorable tomaremos la formada por el axil y el cortante máximo soportado por la unión:

N = 43 KN

V = 13,9 KN

1- Cortadura en el vástago de los tornillos

$$F_{v,Rd} = \frac{0 \quad f_{ub}\ A}{\gamma_{M2}} = \frac{0 \qquad ,}{1,25} = 26,9 \text{ KN}$$

$A = A_S = 84,3\ mm^2$

$F_{v,Ed,max}$ = 13,9 KN

$$F_{v,Ed,tornillo} = \frac{F_{Ed,max}}{4} = \frac{1}{4} = 3,475 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{F_{v,Ed,tornillo}}{F_{v,Rd}} = \frac{3}{26,9} = 0,13 \quad \text{Cumple}$$

2- Aplastamiento de la chapa

$$F_{b,Rd} = \frac{2 \quad \alpha\, f_u\, d\, t}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \qquad 4}{1,25} = 152,5 \text{ KN}$$

d = 12 mm

t = 20 mm

α es el menor de los siguientes valores:

$$\frac{e_1}{3\, d_0} = \frac{7}{3} = 1,85$$

$$\frac{p_1}{3\, d_0} - \frac{1}{4} = \frac{4}{3} - 0,25 = 0,775 \rightarrow \text{tomaremos este valor de } \alpha$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{8}{4} = 1,95$$

$F_{b,Ed,max}$ = 13,9 KN

$$\alpha = \frac{F_{B,Ed,max}}{F_{b,Rd}} = \frac{1}{152,5} = 0,091 \quad \text{Cumple}$$

3- Resistencia de la chapa el desgarro

No procede, ya que la resistencia al desgarro es mayor a la resistencia al aplastamiento y el esfuerzo a soportar es el mismo.

4- Resistencia a la tracción de los tornillos.

En este caso no es necesario calcular el centro de gravedad de la sección, ya que este cae en el centro debido a la ausencia de momento flector.
Así pues la fuerza de tracción máxima que debe soportar el tornillo es:

$$F_{t,Ed} = \frac{N}{n} = \frac{4}{4} = 10,75 \text{ KN}$$

Siendo n el número de tornillos que componen la unión

$$\alpha = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{1}{48,5} = 0,222 \quad \text{Cumple}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_S \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 0,9x84,3x\frac{8}{1,25} = 48,5 \text{ KN}$$

5- Resistencia a la tracción y al esfuerzo cortante combinados.

$$\frac{F_{v,Ed,tornillo}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} < 1$$

$$\frac{3}{26,9} + \frac{1}{1,4x48,5} = 0,13 + 0,158 = 0,288 \quad \text{Cumple}$$